P. ROCH

BAUKUNDE FÜR BERG- UND HÜTTENLEUTE

Baukunde

für

Berg- und Hüttenleute.

Baukunde

für

Berg- und Hüttenleute.

Von

P. Roch, Oberkunstmeister,

Dozent an der Königlich Sächsischen Bergakademie zu Freiberg.

Mit 601 Abbildungen.

Freiberg in Sachsen.

Verlag von Craz & Gerlach (Joh. Stettner).

1901.

Vorwort.

Dieses Buch bearbeitete ich in der Absicht, das für den Berg- und Hüttenmann wichtigste aus der sogenannten bürgerlichen Baukunde, dem Zivilbau und aus verwandten Gebieten in möglichst gedrängter und übersichtlicher Form zusammenzustellen, um den Fachgenossen und besonders den jüngeren unter ihnen ein Buch in die Hand geben zu können, welches das zeitraubende Nachschlagen in den bekannten größeren Werken über die verschiedenen Zweige der Baukunde auf ein möglichst geringes Maß zurückführen soll. Ob es mir gelungen ist, das angestrebte Ziel in genügender Weise zu erreichen, muss ich der freundlichen Beurteilung des Lesers überlassen. Es ist wohl möglich, dass man einzelne Abschnitte des Buches zu ausführlich, andere dagegen wieder zu knapp behandelt finden wird; ich konnte mich natürlicherweise nur auf meine persönliche, durch längere Erfahrung gewonnene Ansicht stützen, die wohl von der Meinung Andrer abweichen kann. Bei der Darstellung des Stoffes habe ich mich befleißigt, möglichst klar zu sein und habe derselben deshalb auch einige Beispiele beigefügt, die das Verständnis des Vorgetragenen erleichtern sollen. Die Aufnahme einer größeren Anzahl derartiger Beispiele, die vielleicht recht zweckmäßig gewesen wäre, musste jedoch in Hinblick auf die einzuhaltende Handlichkeit des Buches unterbleiben. Aus demselben Grunde ist auch auf geschichtliche Bemerkungen, deren Wert ich sonst nicht gering anschlage, verzichtet worden. Trotzdem hoffe ich, dass sich das Buch brauchbar zeigen wird und übergebe es in dieser Hoffnung der Öffentlichkeit.

Freiberg, Dezember 1900.

Roch.

Literaturnachweis.

Außer den an den betreffenden Stellen angeführten Büchern und Zeitschriften wurden bei der Bearbeitung dieses Buches noch folgende Werke benutzt:

Breymann, Bauconstructionslehre.

Gottgetreu, Handbuch der Hochbau-Constructionen.

Rebrade, Handbuch für Hochbautechniker.

Handbuch der Ingenieurwissenschaften.

Ledebur, Eisenhüttenkunde.

Taschenbuch Hütte.

Weisbachs Ingenieur.

Weisbach-Hermann, Ingenieur- und Maschinenmechanik.

Ziegler, der Thalsperrenbau.

Inhalt.

Berichtigung:

Seite 33 Tabelle 10 Zeile 4 von oben
statt 1000 lies 750*).

Einleitung.

Unter **Baukunde** versteht man die Kenntnis der zur Herstellung von Bauwerken erforderlichen Baustoffe und der einzelnen Konstruktionselemente oder Bauteile, aus denen die Bauwerke zusammengesetzt werden, sowie die Kenntnis der teils auf wissenschaftlicher Grundlage, teils auf Erfahrung beruhenden Grundsätze und Regeln, welche behufs billiger, zweckmäſsiger und dauerhafter Ausführung der Bauwerke eingehalten und befolgt werden müssen. Die Baukunde umfasst demnach sowohl theoretische, als auch praktische Kenntnisse und berührt die verschiedensten Wissenschaften. Als ihre Hauptaufgabe in theoretischer Beziehung ist die Erörterung der Festigkeitsbedingungen, die dem sicheren Bestehen der Bauwerke zu Grunde liegen und die Ermittelung der Gesetze, nach denen eine Baustoffverschwendung vermieden werden kann, anzusehen. Die Hauptaufgabe in praktischer Hinsicht ist die Beschreibung und Würdigung der verschiedenen Konstruktionen und Bauweisen, die sich im Laufe der Zeit herausgebildet und als zweckentsprechend erwiesen haben. Die Baukunde ist sehr alt. Unscheinbare Anfänge derselben finden sich schon in den ältesten Zeiten, wie sie auch noch in der jüngsten Zeit bei Völkern auf niedriger Kulturstufe vorkommen. Von wirklicher Baukunde kann aber erst da die Rede sein, wo eine fortgeschrittene Kultur höhere Aufgaben stellt. Die ältesten Zeugnisse für einen hohen Stand der Baukunde liefern die Baudenkmäler in den Niederungen Aegyptens und Westasiens.

Man kann die Baukunde nach ihren verschiedenen Gegenständen und Zwecken in Baustoffkunde, Grundbaukunde, Hoch- oder Landbaukunde, in Erd-, Wasser-, Strafsen- und Eisenbahnbaukunde, sowie in Schiffs-, Berg- und Maschinenbaukunde einteilen. Für dieses Buch kommen die letzten drei Zweige nicht in Frage, wohl aber müssen die übrigen der aufgezählten Abteilungen sämtlich, wenn auch in verschiedenem Umfange, besprochen werden, was im folgenden geschehen soll.

I. Die Baustoffe.

Als Baustoffe kommen hauptsächlich in Frage: die Steine, die Hölzer und das Eisen; außerdem noch einige andere Stoffe, die aber den genannten gegenüber von geringerer Bedeutung sind.

1. Die Steine.

Man unterscheidet die natürlichen von den künstlichen Steinen.

Die natürlichen Steine sind entweder Bruchsteine, wenn sie im Steinbruche durch Abtrennen von einer größeren Masse gewonnen, oder Feldsteine, wenn sie in einzelnen Stücken gefunden worden sind. Die natürlichen Steine werden entweder in regelrecht bearbeiteter Gestalt oder in unregelmäßigen Stücken roh verwendet. Letzteres geschieht nur mit solchen Steinen, die bereits von Natur ziemlich glatte und größere Flächen haben und mit solchen, welche sich schwer in eine regelmäßige Gestalt bringen lassen.

Die zur Herstellung von Steinbauten benutzbaren Steine müssen einen gewissen Grad von Festigkeit und ein gewisses gleichmäßiges Gefüge haben; sie müssen außerdem trocken sein und den Witterungseinflüssen, sowie der Einwirkung des Feuers und des Wassers möglichst widerstehen können. Es lässt sich im allgemeinen annehmen, dass der natürliche Stein diesen Bedingungen umsomehr genügt, je mehr er Kiesel enthält.

Die hauptsächlich Anwendung findenden natürlichen Steine sind: die Sandsteine, die Kalksteine, der Granit, der Syenit, der Porphyr, der Gneis, die Lava, der Thonschiefer u. s. w. Alle diese Gesteine hier so eingehend zu besprechen, wie es wohl wünschenswert wäre, ist in Rücksicht auf den zur Verfügung stehenden Raum leider nicht möglich, weshalb es genügen muss, nur einige der wichtigsten herauszugreifen und etwas näher zu betrachten. Für eingehendere Studien über die Baustoffe im allgemeinen, also auch über die Bausteine, ist als guter Leitfaden das zweibändige Werk

von Gottgetreu „Physische und chemische Beschaffenheit der Baumaterialien, deren Wahl, Verhalten und zweckmäßige Verwendung“ zu empfehlen.

Ein sehr guter natürlicher Baustein ist der Sandstein. Derselbe besteht aus einer Zusammenhäufung meist kieselartiger Körner oder Gebirgsmassentrümmer, welche durch ein kieseliges, thoniges oder kalkhaltiges Mittel mit einander verbunden sind. Je nach der Beschaffenheit dieses Bindemittels und der fremden Beimengungen, die der Stein noch enthält, hat er verschiedene Färbung und führt verschiedene Namen. Auch die Festigkeit und Härte des Sandsteines ist von diesen Beimengungen abhängig und demgemäß sehr verschieden; im allgemeinen zeichnen sich die rötlichen Arten durch größere Festigkeit aus. Der Sandstein zeigt eine gewisse Schichtung, — das Los oder die Löße genannt — welche meist wagrecht liegt und in deren Richtung das Brechen langer Stücke stets erfolgen muss. Der Sandstein wird auf verschiedene Weise gewonnen. Entweder mittels eiserner Keile, oder durch Begießen eingetriebener Holzkeile mit Wasser, oder mit Hilfe von Sprengpulver. Eine vierte Gewinnungsart ist das sogenannte Wandbrechen, eine zwar viel Material auf einmal liefernde, aber sehr gefährliche Arbeit, bei welcher der Arbeiter die Wand unterschrämen muss, bis sie herabstürzt.

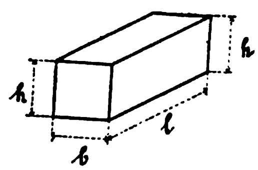


Abb. 1.

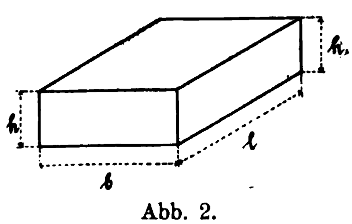


Abb. 2.

Der Sandstein wird, ehe er zum Bauen verwendet wird, meist bearbeitet. Am häufigsten giebt man ihm dabei die Form länglicher, im Querschnitte quadratischer Stücke, die man Grundstücke (Abb. 1), nennt. Eine andere Form ist die der Quader (Abb. 2). Bei den Grundstücken verhält sich Höhe : Breite : Länge = 1 : 1 : 2, bei den Quadern dagegen etwa wie 1 : 2 : 3 oder wie 1 : 2 : 4. Außerdem unterscheidet man noch Platten und Tafeln, von denen die ersteren quadratische, die anderen rechteckige Oberfläche bei verhältnismäßig geringer Dicke haben. Auch noch anders geformte Sandsteine kommen vor und werden beispielsweise zu Fenstereinfassungen, Treppenstufen u. s. w. verwendet. Unbearbeitet verwendete Stücke heißen Horzeln.

Nächst den Sandsteinen sind die Kalksteine hier zu nennen. Der Kalkstein ist eine chemische Verbindung von Calciumoxyd mit Kohlensäure, wozu noch verschiedene andere Stoffe hinzutreten können. Man unterscheidet körnigen und dichten Kalkstein. Zu letzterem gehört der sogenannte Grobkalk, welcher einen vorzüglichen Baustein liefert, sich in frisch gebrochenem Zustande sehr leicht bearbeiten lässt und nach und nach eine sehr große Festigkeit annimmt.

Der Granit ist ebenfalls ein vorzüglicher Baustein, welcher sich durch große Wetterbeständigkeit und Festigkeit auszeichnet. Man verwendet ihn gern bei Wasserbauten, im Freien liegenden Treppenstufen, Thürschwellen, Fundamenten u. s. w. Der Granit ist infolge seiner Härte nur schwierig zu bearbeiten.

Der Gneis ist als roher Baustein sehr gut zu verwenden; er lässt sich aber sehr schwer bearbeiten und wird daher fast nur zu rohem Bruchsteinmauerwerke, zu Pflasterungen, Fundamenten u. s. w. benutzt.

Die Lava ist einer der schätzbarsten Bausteine, der recht gut zu verarbeiten ist.

Dasselbe gilt auch von den Schiefergesteinen, die z. T. besonders als Dachdeckungsstoffe großen Wert besitzen.

Die regelmäßig behauenen natürlichen Steine nennt man auch Hausteine, Werksteine oder Werkstücke. Ein guter Haustein muss gleichmäßig im Gefüge sein, Sandstein z. B. ein möglichst feines Korn haben; ferner dürfen keine Risse, Gallen und Einsprengungen vorkommen, auch darf kein Haustein irgend welche Kittstellen aufweisen. Kittstellen und die gefährlichen Haarrisse treten sofort hervor, wenn man die zu untersuchende Fläche des Steines tüchtig annässt. Steine mit Rissen und Kittstellen lassen beim Anschlagen mit dem Hammer stets einen dumpfen Klang hören. Die erwähnten Schiefergesteine werden in länglichen dünnen Platten verbraucht. Die Güte derselben prüft man durch starkes Erhitzen der Platten und darauf folgendes rasches Abkühlen, wobei die Platte keine Sprünge bekommen darf. Die Steine sollen, wenn irgend möglich, in einem Bauwerke nur auf Druckfestigkeit in Anspruch genommen werden und nur ausnahmsweise ist eine ganz geringe Beanspruchung auf Zug als zulässig anzusehen. Die Druckfestigkeit der natürlichen Steine ist sehr verschieden, sie beträgt beispielsweise beim Sandsteine, je nach der Art desselben, zwischen 300 bis 1800 Kilogramm auf das Quadratcentimeter. Im Bauwesen sind die Steine

höchstens mit etwa $^1/_{10}$ ihrer Festigkeit gegen Druck in Anspruch zu nehmen. Die gebräuchlichen und die von den Baubehörden vorgeschriebenen zulässigen Beanspruchungen sollen weiter unten mitgeteilt werden.

Die künstlichen Steine sind solche, die man aus weicher Masse zu bestimmten Gestalten geformt und hierauf durch Trocknen und Brennen gehärtet hat.

Das Formen der sogenannten Ziegel-, Back- oder Barnsteine, zu welchen man Lehm oder Thon verwendet, geschieht nach Reinigung der Masse von beigemengten Steinen und Wurzeln entweder durch Menschenhand oder durch Maschinenkraft. Nach dem Formen werden die Ziegel an der Luft in eigens dazu errichteten, mit Holzgestellen versehenen Schuppen getrocknet. Man nennt sie alsdann lufttrocken; sie besitzen in diesem Zustande schon eine ziemliche Festigkeit, so dass man sie als Lehmsteine oder Luftziegel, da, wo sie der Witterung nicht ausgesetzt sind, wohl zum Bauen benutzen kann. Den Lehmsteinen ähnlich sind die sogenannten Lehmpatzen. Der zu diesen Lehmpatzen benutzte Lehm wird mit Häckseloder Flachs- und Hanfabfällen vermischt, wodurch das Trocknen erleichtert und die Festigkeit erhöht wird. Soll die Härte der lufttrockenen Lehmsteine — nicht der Lehmpatzen — sowie ihre Festigkeit noch vermehrt werden, so geschieht dies mittels des Brennens, was in besonderen Oefen, in denen die Ziegel von den Flammen umspielt werden, ausgeführt wird. Meist wendet man jetzt zum Brennen die sogenannten Ringöfen an, in denen dasselbe stetig, ohne Unterbrechung, geschieht. Bei den gewöhnlichen Oefen brennt man dagegen immer nur einen Brand, d. i. eine kleinere oder größere Anzahl Steine, auf einmal.

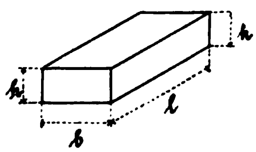


Abb. 3.

Man giebt den künstlichen Steinen sehr verschiedene Gestalt, meist jedoch ist dieselbe eine längliche (Abb. 3), bei welcher sich Höhe : Breite : Länge angenähert wie 1 : 2 : 4 verhält. Am verbreitetsten sind z. Z. Steine vom sogenannten Normalformate mit 6,5, 12 und 25 cm Seitenlänge. Außer diesen gewöhnlichen Bausteinen werden auch noch zur Dachbedeckung dienende Dachsteine, sowie sogenannte Fliesen, die zur Bedeckung der Fußböden dienen, aus Lehm geformt und gebrannt. Die gebräuchlichsten Gestalten dieser Steine sollen später noch näher beschrieben werden.

Die Güte der gebrannten Ziegelsteine ist hauptsächlich von dem verwendeten Lehm abhängig. Man unterscheidet mageren und fetten Lehm. Der erstere ist von vielen fremden Beimengungen, besonders Sand, durchsetzt, bei letzterem fehlen diese fremden Stoffe. Bei der Herstellung von Ziegeln darf man nicht allzufetten Lehm benutzen und muss, wenn man nur solchen zur Hand hat, denselben durch Sandzusatz magerer machen. Zu fetter Lehm reißt beim Brennen.

Auf ihre Güte untersucht man die fertigen Ziegel durch Beklopfen mit dem Fingerknöchel oder durch Anschlagen mit dem Hammer, wobei man aus dem Klange auf die Qualität schließt; am besten jedoch durch Zerschlagen einiger Steine und Prüfung der erhaltenen Bruchflächen. Der Bruch muss gleichförmig sein; namentlich dürfen sich keine größeren Höhlungen oder gar Steine auf der Bruchfläche zeigen.

Eine größere Anzahl Ziegel von jedem Brande, die dem eigentlichen Brennherde sehr nahe gelegen haben, sind für die Verarbeitung nicht leicht verwendbar, da ihre Oberfläche verglast ist und deswegen ein Bindemittel nur schwer haften lässt. Derartige Ziegel nennt man Klinker. Man wendet sie außer bei Maschinenfundamenten und bei Wasserbauten besonders gern als Mauerzwischenlagen zur Abhaltung der Feuchtigkeit an.

Die Festigkeit der gebrannten Ziegelsteine ist außerordentlich verschieden und schwankt, je nachdem die Steine mehr oder weniger scharf gebrannt sind, zwischen 800 und 150 kg/qcm. Ueber die zulässige Beanspruchung wird das Erforderliche noch mitgeteilt.

Ein Ziegel gewöhnlicher Art wiegt etwa 3,5 kg und dieses Gewicht kann unter Umständen zu groß sein; um leichtere Steine zu bekommen, bereitet man dann sogenannte poröse Steine. Man setzt dabei einem passenden Lehm oder Thon gewisse Pflanzenstoffe, wie Sägespäne u. dergl. oder auch Kohlenklein zu, welche hernach im Ofen herausbrennen und kleinere Hohlräume oder Poren in den Steinen zurücklassen.

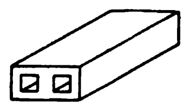


Abb. 4.

Leichtere Steine sind ferner die sogenannten Loch- oder Röhrensteine (Abb. 4 und 5). Dieselben sind mit quer oder längs durchgehenden eckigen oder runden Röhren versehen.

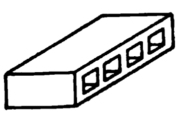


Abb. 5.

Die sogenannten Schwemmsteine, die hier auch zu erwähnen sind, werden aus Bimssteinsand mit Kalk als Bindemittel angefertigt und zeichnen

sich bei genügender Druckfestigkeit (im Mittel 27 kg/qcm) durch geringes Gewicht aus. Sie sind feuersicher und leiten die Wärme sehr schlecht. Man stellt sie meist im Normalziegelformate her.

Feuerfeste oder Schamottesteine werden aus möglichst reinem Thon, dem Magerungsmittel beizumengen sind, gemacht. Diese Beimengungen bestehen z. B. aus Quarzsand, aus zerstoßenen oder gemahlenen, bereits gebrauchten, feuerfesten Steinen u. s. w. Es giebt außer den besprochenen noch andere künstliche Steine, auf die hier indes nicht näher eingegangen zu werden braucht.

Die Steine, und zwar sowohl die natürlichen, als auch die künstlichen, werden bei Aufführung von Bauwerken schichtenweise übereinander gelegt. Sind sie dabei verhältnismäßig klein und leicht, so müssen zu ihrer Vereinigung noch besondere Bindemittel angewandt werden, was bei schweren genau bearbeiteten Steinen, wie man noch sehen wird, nicht nötig ist.

Unter den Bindemitteln nimmt bei Steinkonstruktionen der Mörtel die Hauptstelle ein. Man unterscheidet verschiedene Arten von Mörtel und zwar Kalk- oder Luftmörtel, hydraulischen oder Wassermörtel, zu welchen auch die Zemente gehören, Gipsmörtel und Lehmmörtel. Diese Mörtel werden sämtlich in breiartigem Zustande in verhältnismäßig dünnen Schichten zwischen die einzelnen Steine eines Bauwerkes eingebracht, wo sie dann verhärten und sich mit den Steinen innig verbinden.

Der gewöhnliche Kalk- oder Luftmörtel besteht aus gelöschtem Kalk und Sand und wird bei dem gewöhnlichen Mauerwerke in dickflüssigem Zustande aufgetragen. Er erstarrt alsbald an der Luft und hat von dieser Eigenschaft seinen Namen erhalten. Durch Aufnahme von Kohlensäure aus der Luft findet allmählich eine vollständige Erhärtung des Mörtels statt. Zu seiner Herstellung wendet man gebrannten Kalk an, welcher am besten frisch verarbeitet wird.

Die zunächst erforderliche Arbeit zur Herstellung des Mörtels ist das Löschen des gebrannten Kalkes. Dies geschieht auf dem Bauplatze und zwar je nach der angewandten Kalksorte auf verschiedene Weise. Bei magerem Kalke wendet man das sogenannte trockene Löschen an, d. h. man setzt nur so viel Wasser zu dem Kalke hinzu, dass er in ein Pulver zerfällt. Dabei vergrößert er seinen Rauminhalt um das drei- bis dreiundeinhalbfache. Ist der Kalk hingegen fett, so sümpft man ihn ein, d. h. man übergießt die gebrannten Kalkstücke in einem flachen Holzkasten mit so viel

Wasser, dass sich eine sogenannte Kalkmilch bildet, die mit geeigneten Werkzeugen kräftig durchgerührt wird. Ist die Kalkmilch gleichmäßig geworden, so wird sie behufs Erstarrung in gemauerte Gruben abgelassen und kann daselbst längere Zeit als teigartige Masse aufbewahrt werden.

Der zur Mörtelbereitung geeignetste Sand ist der Quarzsand und zwar der sogenannte Bergsand, dessen Körner scharfkantig und nicht wie die des Flusssandes abgerundet sind; denn je runder das Korn des Sandes ist, um so weniger fest wird der Mörtel. Sind, wie dies beim Bergsande sehr häufig der Fall ist, dem Sande zu viel erdige Bestandteile beigemengt, so ist es unerlässlich, denselben vor dem Gebrauche zu schlämmen, d. h. durch Waschen mit Wasser von diesen Verunreinigungen zu befreien. Je nach der gewünschten Korngröße wird der Sand auf sogenannten Durchwürfen, d. s. schräg gestellte Drahtsiebe, gegen die man den Sand mit der Schaufel wirft, gesiebt. Das Mischungsverhältnis zwischen Sand und Kalk richtet sich hauptsächlich nach der mehr oder weniger fetten Beschaffenheit des Kalkes. Durchschnittlich rechnet man bei fettem Kalke auf einen Raumteil Kalk drei bis fünf Raumteile Sand, bei magerem Kalke hingegen auf einen Raumteil Kalk ein bis zwei Raumteile Sand. Das Mischungsverhältnis ist aber auch sehr von der Art des zu errichtenden Mauerwerkes abhängig; bei gröberem Mauerwerke nimmt man mehr Sand als bei feinerem. Die Mischung erfolgt in einem Mörtelkasten unter Zusatz von Wasser durch beständiges Rühren mit der Kalkkrücke. Bei größeren Bauten wendet man in neuerer Zeit zur Herstellung des Mörtels die sogenannten Mörtelmaschinen an. Da sich der Mörtel an der Luft verändert, so ist es zweckmäßig, denselben beim Bauen in nicht allzugroßen Mengen anzumachen.

Der hydraulische oder Wassermörtel besitzt die Eigenschaft, nicht nur an der Luft, sondern auch im Wasser zu erhärten. Bei dieser Erhärtung bilden sich vorzugsweise kieselsaure Verbindungen, durch welche sich die große Festigkeit dieses Mörtels erklärt. Man kann den gewöhnlichen Luftmörtel durch Zusatz von verschiedenen Stoffen in hydraulischen Mörtel verwandeln. Solche Stoffe sind der Trass, der am Rhein gegraben, und die Puzzolanerde, die in Italien gefunden wird. Ferner mischt man, um zu gleichem Ziele zu gelangen, dem Kalkmörtel zuweilen Ziegelmehl oder das Pulver zerstoßener Topfscherben bei. In neuerer Zeit wendet man jedoch hierzu vorzugsweise besondere hydraulische Kalkarten, die

man Zemente nennt, an. Solche Zemente, die, wie noch gezeigt werden soll, für das moderne Bauwesen von außerordentlicher Wichtigkeit sind, finden sich in der Natur fertig gebildet vor, werden aber in weit größerer Menge künstlich hergestellt. Man nennt die ersterwähnten, natürlichen Zemente Romanzemente. Ein Romanzement ist ein thonhaltiger Kalkstein, ein Kalkmergel. Dieser wird zunächst gebrannt und hierauf durch Maschinen stark zerkleinert. Er kommt dann als ein gelbrötliches oder als ein schwarzgraues Pulver, in Fässer verpackt, in den Handel. Weit mehr Anwendung als der natürliche oder Romanzement findet der künstliche oder Portlandzement, namentlich weil er beständiger ist, d. h. unter Einwirkung feuchter Luft nicht so leicht verdirbt. Portlandzemente sind Erzeugnisse, welche aus künstlichen Mischungen thon- und kalkhaltiger Stoffe durch Brennen bis zur Sinterung und darauf folgende Zerkleinerung bis zur Mehlfeinheit gewonnen werden. Das Aussehen dieser Zemente ist größtenteils hellgrau, häufig mit einem Stiche ins Grüne. Was die Verwendung des Zementes als Mörtel betrifft, so ist eigentlich nur eine Anfeuchtung des Zementpulvers mit Wasser erforderlich; in vielen Fällen jedoch verlängert man den Zementmörtel, d. h. man giebt ihm einen Zusatz von Sand und in einigen Fällen auch noch von Kalk. Viel Sand darf man jedoch keinesfalls zusetzen; meist begnügt man sich mit 1 Raumteil Sand auf 2 Raumteile Zement. Andere Verhältnisse werden später noch erwähnt werden. Nach dem Auftragen des Zementmörtels ist, um seine Härte zu vermehren, noch einige Zeit hindurch ein Begießen mit Wasser erforderlich; die frisch zementierten Stellen sind dabei vor der Einwirkung des Sonnenlichtes zu schützen. Das Festwerden des mit Wasser angerührten Zementes und das sogenannte Abbinden erfolgt in einer viel kürzeren Zeit als das des gewöhnlichen Kalkmörtels. Zementmörtel hat abgebunden, wenn seine Oberfläche so fest geworden ist, dass sie einem leichten Drucke mit dem Fingernagel zu widerstehen vermag. Der abgebundene Portlandzement erhärtet nach und nach und erreicht seine höchste Festigkeit erst nach Verlauf von einigen Jahren. Doch ist ein guter Zement oft schon nach 10 Tagen genügend fest und zu weiterer Behandlung geeignet. Es giebt hier und da Zemente, die in noch viel kürzerer Zeit erhärten; doch ist bei Verwendung solcher Zemente mit Vorsicht zu verfahren. Viele billige und rasch bindende Zemente haben nämlich die üble Eigenschaft, dass sie, nachdem sie rasch hart geworden sind, nach einigen Wochen wieder verhältnismäßig weich

werden, um dann zum zweiten Male, jedoch nun sehr langsam zu erhärten. Die Zementfabrikanten haben es übrigens in der Hand, je nach Wunsch, rasch oder langsam bindenden Zement darzustellen. Außer für die Mörtelbereitung sind die Zemente, wie hier eingeschaltet werden mag, für die Herstellung ganzer Bauwerke, deren einzige Baustoffe sie häufig bilden, von größter Wichtigkeit. Auch Formsteine, Röhren u. s. w. macht man neuerdings aus Zement.*)

Der Gipsmörtel findet verhältnismäßig wenig Anwendung. Zur Herstellung desselben wird der in der Natur vorkommende Gips gebrannt, um das in ihm enthaltene Krystallwasser zu entfernen, und gepulvert. Der gebrannte Gips saugt dann begierig Wasser ein. Der Gipsmörtel besitzt vor anderen Mörteln zwar den Vorzug schnellerer Erhärtung, doch wird dieser Vorzug durch den Nachteil geringerer Festigkeit stark beeinträchtigt. Man wendet den Gipsmörtel rein oder als Zusatz zum Kalkmörtel beim Putzen der Decken und Wände und zur Herstellung von Stuckarbeiten sowie zur Vermauerung von sogenannten Korksteinen an.

Der Lehmmörtel endlich, den wir hier noch zu besprechen haben, besteht aus einem Gemisch von Sand und Lehm. Seine Festigkeit ist gering und seine Anwendung beschränkt sich vorzugsweise auf die Mauerung von Feuerungsanlagen und auf die Vermauerung von Luftziegeln.

Mit sämtlichen Mörteln, welche das beim Anmachen verwendete Wasser längere Zeit zurückhalten, sollte im Winter nicht gearbeitet werden, da sie leicht gefrieren, solange sie frisch sind. Durch das Gefrieren aber wird der Mörtel zerstört, d. h. er wird bröcklich und verliert seine Bindekraft. Das Mittel, dem Mörtel im Winter Kochsalz zuzusetzen, um ein Gefrieren zu verhindern, darf nur mit Vorsicht angewendet werden, weil durch das Kochsalz leicht Veranlassung zur Bildung des sogenannten Mauerfraßes gegeben wird, welcher die Bausteine selbst zerstören kann.

Da, wie wir gesehen haben, der Mörtel in einem Bauwerke nach und nach erhärtet, so wird auch die Festigkeit eines Mauerkörpers nach und nach größer werden. Es betrug beispielsweise die Druckfestigkeit eines Mauerkörpers mit Kalkmörtel kurz nach der Fertigstellung 58 kg/qcm, nach 90 Tagen jedoch schon 143 kg/qcm. Mit

*) Der Portlandzement und seine Anwendungen im Bauwesen. Berlin, Ernst Toeche.

Das kleine Zementbuch. Verfasst auf Veranlassung des Vereins Deutscher Portlandzement-Fabrikanten.

Zementmörtel hergestelltes Mauerwerk erreicht seine volle Festigkeit nahezu in etwa 28 Tagen.

Die zulässige Beanspruchung von Bausteinen u. s. w. kann man aus folgender Tabelle entnehmen.

Gegenstand.	Zulässige Beanspruchung in kg/qcm bei Zug.	Zulässige Beanspruchung in kg/qcm bei Druck.
Granit, Gneis	6	45
Sandstein im Mittel	2,5	25
Zement	2	30
Zementmörtel	1,5	15
Kalkmörtel	—	7
Ziegelmauerwerk in Kalkmörtel	—	7
Ziegelmauerwerk in Zementmörtel	—	12
Bestes Klinkermauerwerk in reinem Zementmörtel	—	14 bis 20
Kalkstein	3	30
Kalksteinmauerwerk in Kalkmörtel	—	5

2. Die Hölzer.

Das Holz eines jeden Baumstammes teilt man ein in Kernholz und Splintholz. Kernholz ist dasjenige, welches der Mitte des Stammes am nächsten liegt, Splintholz dagegen das am äußeren Umfange des Baumes unter der Rinde abgelagerte Holz. Beide gehen unmerklich in einander über. Das Kernholz ist fester als das Splintholz und wird deshalb in allen den Fällen, in welchen es auf größere Festigkeit ankommt, ausschließlich angewendet. Die eigentliche Holzsubstanz ist von faseriger Beschaffenheit und die Fasern liegen der Längsrichtung des Stammes parallel. Die durch einen Schnitt senkrecht zur Faserrichtung bloßgelegte Fläche nennt man die Hirnseite oder den Spiegel des Holzes und das Holz in dieser Ansicht Hirnholz (Abbild. 6). Ein Schnitt parallel mit der Faserrichtung zeigt die Aderseite des Holzes.

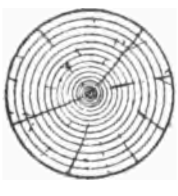


Abb. 6.

Ein Bauholz ist fehlerhaft, wenn sich zwischen Kern und Splint eine Fuge gebildet hat; denn in diesem Falle kann sich der Splint nach und nach vollständig ablösen. Ferner hat man es mit minderwertigem Holze zu thun, wenn es im Innern und Aeußern stark rissig ist; denn in

diesem Falle sind ebenfalls Trennungen nach der Länge zu befürchten.

Alle Hölzer vermindern als hygroskopische Körper in der Wärme und in der Trockenheit ihr Volumen, sie schwinden, und vermehren dasselbe in feuchter Luft, sie quellen. Diese beiden Eigenschaften besitzen die verschiedenen Hölzer selbstverständlicherweise in verschiedenem Maße.

Alle zum Bauen verwendbaren Hölzer zu besprechen, würde zu weit führen. Es genüge deshalb folgendes. Für das Bauwesen sind die Laubhölzer von weniger großer Bedeutung als die Nadelhölzer, weil diese den großen Vorzug des geraden Wuchses vor jenen voraus haben. Unter den Laubhölzern ist es vorzüglich die Eiche, in geringerem Maße die Rüster oder Ulme, die Buche und die Esche, sowie die Weide, welche im Bauwesen Anwendung finden. Die Laubhölzer werden in der Praxis auch harte Hölzer genannt zum Unterschiede von den weichen Nadelhölzern.

Bei der Eiche unterscheidet man zwei Arten: die Sommer- oder Waldeiche und die Winter- oder Steineiche. Wegen seines großen specifischen Gewichtes eignet sich das Eichenholz nicht gut zur Herstellung freiliegender Balken, dagegen findet es da vorteilhafte Verwendung, wo es sich bei geringen Abmessungen um bedeutende Festigkeit handelt. Der Unterschied zwischen Sommer- und Wintereiche ist unbedeutend; letztere hat etwas festeres Holz. Die Dauer des Eichenholzes ist sehr verschieden, je nach der Anwendung. Bei abwechselnder Nässe und Trockenheit hält Eichenholz etwa 50 Jahre, in fortwährender Trockenheit bis 800 Jahre und bei Anwendung unter Wasser hat es eine unbegrenzte Dauer.

Unter den Nadelhölzern liefert die Kiefer das festeste Holz. Dasselbe ist von rötlicher Farbe, ziemlich hart und besitzt einen hohen Grad von Elasticität. Das Kiefernholz hält jedoch bei abwechselnder Nässe und Trockenheit höchstens 20 Jahre, in fortwährender Trockenheit aber immerhin 120 bis 200 Jahre. Noch viel länger ist seine Haltbarkeit unter Wasser und zwar wegen seines großen Harzgehaltes. Ein anderes, ebenfalls im Bauwesen viel verwendetes Holz ist das Tannenholz, von welchem man zwei Arten: Weißtanne und Rottanne oder Fichte unterscheidet. Das Holz der Weißtanne hat eine ziemlich weiße Farbe, ist specifisch leicht, sehr fein- und langfaserig und enthält weniger Harz, als das Holz anderer Nadelbäume. Das Holz der Fichte ist harzreicher und weniger elastisch als das Holz der Weißtanne, es reißt ziemlich

leicht auf und ist dem Schwinden stark unterworfen, wird aber trotz dieser Uebelstände seines geringen Preises wegen vielfach angewandt. Die Lärche, der einzige Nadelholzbaum, der im Winter seine Nadeln abwirft, liefert ein sehr haltbares, aber schwer zu bearbeitendes Holz mit der schätzenswerten Eigenschaft, den Wechsel von Nässe und Trockenheit zu ertragen.

In neuerer Zeit hat man auch vielfach ausländische Holzarten in Deutschland eingeführt und im Bauwesen verwendet, auf welche hier aber nicht näher eingegangen werden kann.

Von großem Einflusse auf die Güte und Dauer der Hölzer ist die Fällzeit. Holz, welches von Bäumen herrührt, die in Jahreszeiten gefällt wurden, in denen der Saft noch in den Bäumen umläuft, ist zum Faulen geneigt und verwirft sich leicht.

Als die passendste Zeit zum Fällen ist der Herbst und der Anfang des Winters zu betrachten. Das Fällen erfolgt teils mit der Axt, teils mittels der Säge. Nach dem Fällen darf das Holz nicht allzurasch verwendet werden; die Stämme sind vielmehr sofort von der Rinde zu befreien und dann unter Bretterdächern oder in Schuppen aufzustapeln, damit sie langsam und genügend austrocknen können. In Fällen, wo das Holz später den Einwirkungen der Witterung und Feuchtigkeit ausgesetzt werden muss, sucht man es durch Imprägnieren mit gewissen Stoffen vor dem Verderben zu schützen, oder man versieht es mit Anstrichen von Leinölfirnis oder Oelfarbe, Wasserglas oder Teer. Uebrigens bietet das Imprägnieren mit flüssigen Stoffen, namentlich wenn das Holz nicht völlig lufttrocken ist, nur wenig Schutz, da die schützenden Stoffe dann nicht tief genug in das Holz eindringen. Am Schlusse dieses Abschnittes wird nochmals auf diese wichtige Angelegenheit zurückzukommen sein.

Im Bauwesen unterscheidet man Stammholz und Schnittholz, ferner Rundholz und Kantholz. Die Stärke, also auch den Wert eines Stammes beurteilt man am besten nach dem schwächeren Ende, dem Wipfel- oder Zopfende. Das stärkere Ende nennt man das Wurzel- oder das Stammende. Häufig findet man die Mittenstärke des Stammes angegeben. Rundholz kommt nur bei Rüstungen und bei Rostbauten in Gestalt von Stangen oder Pfählen in Anwendung. Weit mehr gebraucht man das schon erwähnte Kantholz. Man unterscheidet bei letzterem wieder Ganzholz (Abb. 7), welches aus einem Rundholze ohne Trennung gewonnen wird,



Abb. 7.

Halbholz (Abb. 8), welches durch einmaligen Schnitt durch die Mitte des Ganzholzes entsteht und Kreuzholz, (Abb. 9), welches man durch zwei kreuzweis geführte Schnitte aus dem Ganzholze gewinnt. Man kann daher aus einem Ganzholze zwei Halbhölzer oder vier Kreuzhölzer erhalten. Dabei ist nicht außer Acht zu lassen, dass die Stärke der Halb- und der Kreuzhölzer, der Schnittfuge wegen, nicht mit der halben Breite oder der halben Breite und der halben Höhe des Ganzholzes übereinstimmt, sondern etwas geringer ist. Ganz-, Halb- und Kreuzholz nennt man auch einfach Bauholz.



Abb. 8.

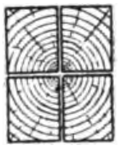


Abb. 9.

Unter Schnittholz versteht man Holz von kleineren Querschnittsabmessungen. Zum Schnittholze gehören die Pfosten oder Bohlen, die Bretter und Latten. Die Bretter können wieder, je nach dem Zwecke, dem sie dienen sollen, und je nach der Stelle, die sie im Stamme einnehmen, Verschlagbretter, Rüstbretter, Schwarten oder Säumlinge sein (Abb. 10). Alle Schnitthölzer, mit Ausnahme der Schwarten und Säumlinge haben rechteckigen Querschnitt.

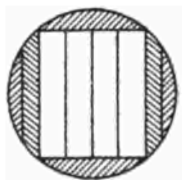


Abb. 10.

Die früher erwähnten Ganzhölzer von rechteckigem Querschnitte führen auch den Namen Balken. Bei diesen ist es in vielen Fällen zulässig, dass sie nach dem Wipfelende hin noch etwas von der Rundung des Stammes zeigen, also nicht vollkommen rechteckigen Querschnitt haben. Einen solchen Balken nennt man wahn- oder baumkantig (Abb. 11), während einer, der durchweg scharfe Kanten zeigt, vollkantig heißt. Ganzhölzer von quadratischem Querschnitte, die aufrecht stehend angewendet werden sollen, nennt man Säulen.



Abb. 11.

Für Schnitthölzer und Bauholz sind in neuerer Zeit folgende Normalabmessungen festgesetzt worden:

a) **Schnittholz** (Bretter, Bohlen, Pfosten, Latten).

Längen: $3^1/_2$, 4, $4^1/_2$, 5, $5^1/_2$, 6, 7 und 8 m,

Stärken: 15, 20, 25, 30, 35, 40, 45, 50, 60, 70, 80, 90, 100, 120 und 150 mm.

Besäumte Bretter steigen in der Breite von cm zu cm.

b) Bauholz.

Höhe in cm	8	10	12	14	16	18	20	22	24	26	28	30
Breite in cm	8	8	10	10	12	14	14	16	18	20	22	24
		10	12	12	14	16	16	18	20	24	26	28
				14	16	18	18	20	24	26	28	
							20					

Die Festigkeit des Holzes ist vom Feuchtigkeitsgehalte desselben sehr abhängig und nimmt mit wachsender Feuchtigkeit bemerkbar ab. Im Mittel kann man folgende zulässige Beanspruchungen annehmen:

Hartes Holz (in der Faserrichtung):
Zug: 100 kg/qcm. Druck: 80 kg/qcm. Schub: 20 kg/qcm.

Weiches Holz (in der Faserrichtung):
Zug: 100 kg/qcm. Druck: 75 kg/qcm, Schub: 10 kg/qcm.

Die Hölzer sind manchen Krankheiten ausgesetzt, durch die sie für das Bauen unbrauchbar werden. Hierher gehört vor allem die sogenannte Rotfäule, die namentlich das untere Stammende trifft. Das kranke Holz wird dabei rotbraun und bröcklich und zerfällt in eine dem Zunder ähnliche Masse. Ferner ist die Weißfäule zu nennen, welche besonders die Mitte der Stämme befällt; das Holz eines von der Weißfäule befallenen Baumes phosphoresziert im Dunkeln und bekommt häufig dunkle Flecke in rötlichen Ringen. Schließlich mag noch die Kernfäule erwähnt werden, welche den Kern befällt und den Baumstamm aushöhlt.

Man hat besonders bei Nadelhölzern, die für das Innere von Gebäuden bestimmt sind, darauf zu sehen, dass nur ganz gesundes Holz verwendet wird. Gesundes Nadelholz sieht stets frisch aus und hat hellgelbe oder hellrote Jahresringe mit blässeren Zwischenräumen. Ein kranker Stamm dagegen hat grau erscheinende Jahresringe mit fast weißen Zwischenräumen auf dem Spiegel. Außerdem klingt ein kranker Stamm nicht, wenn man ihn mit einem harten Gegenstande anschlägt, während ein gesunder Stamm den Schall fortleitet und ziemlich hellen Klang hat.

Ein gefährlicher Feind alles Holzwerkes in Gebäuden ist der Hausschwamm, der schon häufig ganze Gebäude zu Grunde ge-

richtet hat und der zu seiner Beseitigung schon ganz bedeutende Opfer an Zeit und Geld erforderte. Es ist daher dringend geboten, danach zu streben, dass durch geeignete Mittel seine Entstehung von vornherein möglichst verhütet wird. Einige Bemerkungen über den Schwamm und seine Bekämpfung dürften deshalb hier am Platze sein.

Das Vorkommen von Schwamm in lebenden Bäumen ist in keinem Falle nachgewiesen und wird von verschiedenen Seiten entschieden bestritten*). Die Fällzeit des Holzes ist daher im allgemeinen auf die Entwickelung von Schwamm ohne Einfluss. Durch längeres Liegen im Wasser (Flößholz) und nachfolgendes sorgfältiges Trocknen wird das Holz widerstandsfähiger gegen Schwamm.

Bei dem Hausschwamm kann man drei Entwickelungsstufen unterscheiden. Dieselben werden dargestellt durch die Sporen, die Mycelstränge und die Fruchtträger. Ohne Anwesenheit von Sporen oder Mycel kann sich Schwamm nicht entwickeln. Die Verbreitung geschieht durch das Mycel und vor allem durch die mikroskopischen Sporen, nicht aber durch die Fruchtträger.

Die Sporen können sowohl durch Uebertragung von Menschen, Gerät und dergl., als auch durch die Luft verbreitet werden. Die Ansteckungsgefahr ist daher so groß, dass man sich mit Sicherheit niemals vor ihr schützen kann. Um so wichtiger ist es daher, wenigstens die Bedingungen für die Entwicklung des Schwammes möglichst einzuschränken. Niemals sollten Arbeiter ohne Vorsichtsmaßregeln von krankem Holze nach andern Werk-, Bau- und Holzplätzen gehen und stets sollte vorgefundenes schwammbefallenes Holzwerk möglichst an Ort und Stelle verbrannt werden.

Vorbedingung für die Keimung der Sporen und die Entwicklung des Mycels ist das Vorhandensein von Feuchtigkeit. Der Feuchtigkeitsgehalt der Luft im Freien reicht zur Entwicklung des Schwammes zwar nicht aus, wohl aber die in den Wänden aufsteigende Grundfeuchtigkeit. Licht und Luft sind dem Schwamme hinderlich, aber nicht unmittelbar, sondern nur insoweit, als sie eine Austrocknung hervorrufen. Ueberall, wo Holzwerk der Feuchtigkeit ausgesetzt ist, muss eine Austrocknung desselben ermöglicht werden, und dies geschieht am einfachsten durch Luftzug. Wo Holz in frisches Mauerwerk einzulegen ist, darf daher Putz und Anstrich,

*) R. Hartig. Die Unterscheidungsmerkmale der wichtigeren in Deutschland wachsenden Hölzer. 4. Aufl. München. 1898.

welche das Austrocknen verzögern können, nur vorsichtig angewendet werden, wenn sie auch einmal trocken gewordenes Holz vor späterem Eindringen von Feuchtigkeit sehr gut schützen.

Die zur Ernährung des Schwammes erforderlichen Stoffe finden sich im Holze selbst, so dass es einer Zuführung von anderen Stoffen im allgemeinen nicht bedarf. Die Entwicklung des Schwammes im Mauerwerke ist ohne Anwesenheit von Holz nicht möglich. Wenn demnach die Zuführung von Nahrung für die Entwicklung des Schwammes auch nicht erforderlich ist, so kann sie dieselbe doch begünstigen. In dieser Hinsicht wirkt vor allem Ammoniak (Urin), schwefelsaures und kohlensaures Kali günstig für die Schwammbildung. Es ist also bei Verwendung von Holz weiter zu beachten, dass nicht etwa schwammfördernde Stoffe in dessen Nähe gebracht werden. Wo Schwamm aufgetreten ist, muss die Entfernung aller angesteckten Holzteile mit größter Vorsicht und vollständig ausgeführt werden. Dabei darf man sich aber nicht nur auf den Augenschein verlassen, sondern muss auch eine Untersuchung des angrenzenden, anscheinend noch nicht angegriffenen Holzwerkes mindestens mit starker Lupe vornehmen.

Da aber selbst bei der größten Vorsicht nach dieser Richtung hin Schwamm auftreten kann, so bedient man sich, um das Holz in einem Bauwerke für denselben unempfänglich zu machen, der schon erwähnten Imprägnierungsmittel, die entweder in Form einer Tränkung oder in Gestalt eines Anstriches zur Anwendung gelangen. Zu diesem Zwecke sind die verschiedensten Mittel versucht worden. So namentlich eine Reihe von metallischen Salzen.*)

Von diesen zeichnet sich das Chlorzink dadurch aus, dass es die größte Anhaftungsfähigkeit zur Pflanzenfaser besitzt. Vor Quecksilberchlorid und Kupfervitriol, die ebenfalls benutzt werden können, hat das Chlorzink außerdem die größere Wohlfeilheit voraus. Bei Tränkungen mit Kupfervitriol hat man übrigens die Erfahrung gemacht, dass sich das Kupferoxyd in Berührung mit organischen Stoffen zersetzt, wobei der Wasserstoff der letzteren oxydiert wird und die freigewordene Schwefelsäure die Pflanzenfaser zerstört. Das Chlorzink bringt, in passender Verdünnung angewendet, den leicht zersetzbaren Eiweißstoff, sowie die löslichen, fäulnisfähigen Bestandteile im Holze zum Gerinnen, in welchem Zustande dieselben der Fäulnis widerstehen. Das Chlorzink darf nur in verhältnis-

*) Vergl. den Aufsatz von Koller in Glasers Annalen. Bd. 39, S. 160 u. f.

mäßig schwacher Lösung angewendet werden, weil es sonst ähnlich wirkt wie Schwefelsäure. Leider lassen sich die mit Chlorzink behandelten Holzteile schwer bearbeiten.

Das Hasselmannsche Verfahren, bei welchem das zu behandelnde Holz im offnen Kessel in einer Lösung von Kupfereisenvitriol und schwefelsaurer Thonerde gekocht wird, soll sehr gute Erfolge aufzuweisen haben. Bei demselben dringen die schützenden Stoffe bis in das Innerste der behandelten Hölzer ein, die sich aber trotzdem gut bearbeiten lassen sollen.

Recht gute Wirkung als Schutzmittel hat ferner das dünnflüssige Kreosotöl gezeigt, welches tief in das Holz eindringt und den Pilz im kranken Holze zum Absterben bringt. Aehnliche Wirkung wird mit dem sogenannten Carbolineum erzielt, welches hauptsächlich Creosotöl enthält, aber weniger nachhaltig riecht als dieses. Beide Mittel sind ziemlich wohlfeil und empfehlenswert.

Vielfach empfohlen wird auch die Behandlung des Holzes mit Naphtalin. Das dabei anzuwendende Verfahren ist ziemlich einfach. Man legt das zu behandelnde Holz in auf etwa 90° C. erwärmtes und geschmolzenes Naphtalin und zwar, je nach der Stärke des Holzklotzes, 2 bis 12 Stunden lang. Das Naphtalin löst die Eiweißverbindungen auf, verdrängt den Saft und das Wasser des Holzes, wird fest und durchdringt den ganzen Holzkörper. Das naphtalisierte Holz kann in jeder Weise weiter bearbeitet werden und wird von allen kleinen Lebewesen gemieden. Der unangenehme Geruch des Naphtalins verbietet jedoch die Anwendung desselben in geschlossenen Räumen.

Bemerkenswert ist auch die Erfahrung, dass das Benetzen des Holzes mit Kochsalzlösung das Auftreten des Schwammes verhindert hat. Je stärker die Lösung ist, umso nachhaltiger ist die Wirkung derselben.

Am günstigsten gegen Schwammbildung soll nach neueren Erfahrungen das sogenannte Antinonnin (Orthodinitrokresolkalium) wirken, das neuerdings unter dem Namen Pilzwehr als eine in 100 Teilen 50 Teile trockenes Orthodinitrokresolkalium enthaltende gelbrote Paste in den Handel kommt. Ein Zusatz von Seife bezweckt, die vollständige Austrocknung der Paste zu verhüten, was wegen der Explosionsgefahr, welcher das absolut trockne Salz unterworfen ist, durchaus notwendig erscheint. Das Antinonnin eignet sich ganz vorzüglich zum Imprägnieren von Holz, welches vor der Vernichtung durch den Hausschwamm, sowie durch den Holzwurm und andere

Insekten geschützt werden soll. Die zu behandelnden Hölzer werden mit einer Lösung der Paste in Wasser 1:300 überstrichen oder noch besser in eine solche Lösung auf die Dauer von 12 bis 24 Stunden eingelegt.

Um Pfähle und Stangen, welche in den Erdboden gesteckt werden, vor Fäulnis zu schützen, erweist sich häufig das Ankohlen der betreffenden Teile als vorteilhaft und genügend.

Man hat jedoch bei allen diesen Mitteln immer zu bedenken, dass alle Erfolge über ein gewisses Zeitmaß nicht hinausreichen und nicht hinausreichen können, denn die Vergänglichkeit ist ein Gesetz, dessen Wirkungen man zwar verzögern, aber nie und nimmer aufheben kann. Die Imprägnierungstechnik hat daher vollauf ihre Schuldigkeit gethan, wenn sie die ihr übergebenen Gegenstände für eine längere Zeit vor dem Verfalle schützt.

3. Das Eisen.

Im Bauwesen findet von allen Metallen das Eisen am meisten Anwendung.

Aus den Eisenerzen, Roteisenstein, Brauneisenstein u. s. w. gewinnt man zunächst in den Hochöfen das Roheisen, welches als weißes Roheisen meist zur Darstellung schmiedbaren Eisens weiter verarbeitet wird, als graues Roheisen aber meist in die Eisengießereien gelangt. Die Roheisensorten sind verhältnismäßig leicht schmelzbar, bei etwa 1100—1500° C, aber nicht schmiedbar. Während das graue Roheisen Kohlenstoff enthält, der in Form von Graphit auftritt und dem Eisen die graue Farbe verleiht, enthält das weiße Roheisen nur gebundenen Kohlenstoff, der ohne weiteres nicht zu bemerken ist. Graues Roheisen ist weich, weißes Roheisen dagegen hart. Das durch den Frisch-, Puddel-, Bessemer- oder Martinprozess aus Roheisen gewonnene schmiedbare Eisen wird mit Rücksicht auf seine Gewinnung und seine Eigenschaften in verschiedene Sorten eingeteilt. So unterscheidet man das in nichtflüssigem Zustande gewonnene Schweißeisen von dem im flüssigen Zustande erhaltenen Flusseisen und bezeichnet hierbei noch die Sorten, welche härtbar sind, mit dem Namen Stahl, während die nicht härtbaren Sorten einfach Eisen genannt werden. Die schmiedbaren Eisensorten schmelzen bei etwa 1800—1900°.

Das Gusseisen hat ein spezifisches Gewicht von 7,0—7,5. Seine Güte wird in der Praxis allgemein nach dem Aussehen der Bruchfläche beurteilt, wobei man folgendes als Regel annehmen kann: Sehr

grobkörniger Bruch bei dunkler Farbe lässt darauf schließen, dass das Eisen bei großer Hitze erblasen wurde, dass es beim Verschmelzen sehr flüssig war und daher selbst feine Formen gut und scharf ausfüllen wird; ferner aber auch darauf, dass seine Festigkeit nicht groß, dass es vielmehr mürbe ist, dass es schnell erstarrt und da, wo es in größeren Massen auftritt, leicht Hohlräume und schwammige Stellen haben kann, die die Festigkeit des Gussstückes schwer beeinträchtigen. Gutes Gusseisen soll daher nicht zu grobkörnig sein und eine gleichmäßig graue Farbe auf der Bruchfläche zeigen.

Das schmiedbare Eisen hat ein spezifisches Gewicht von 7,6 bis 7,8. Die Güte desselben kann man ebenfalls, wenigstens annähernd, nach dem Aussehen seiner Bruchflächen beurteilen und dabei annehmen, dass ein frischer gleichmäßiger und glänzender Bruch mit einem grauweißen feinkörnigen oder bläulichen sehnigen Gefüge stets das Zeichen eines guten schmiedbaren Eisens sein wird. Je kohlenstoffreicher ein Eisen ist, desto feinkörniger ist sein Gefüge und meistens auch um so größer seine Härte. Langsehniges Gefüge zeigt ein kohlenstoffarmes, daher zähes Eisen an, während kurzsehniges Gefüge in der Regel bei schwefelhaltigen oder sonst unreinen Eisensorten vorhanden ist und so als ein Zeichen der Minderwertigkeit betrachtet werden kann. Stark phosphorhaltiges Eisen hat ein grobkörniges Gefüge. Da nun der große Phosphorgehalt die Zähigkeit und die Sehnenbildung sehr beeinflusst, so kann man aus sehr grobkörnigen und unregelmäßigen Bruchflächen auf sprödes und zum Bruche geneigtes Eisen schließen. Sehniger Bruch bei dunkler Farbe deutet auf zu großen Schwefelgehalt und auf Rotbruch, d. h. darauf, dass das Eisen in der Rotglühhitze unter dem Hammer aufreißt, in diesem Zustande also keine Festigkeit besitzt und zur Verarbeitung im Feuer untauglich ist. Grobes schuppiges und blätteriges Korn bei heller Farbe und starkem Glanze deutet, wie schon bemerkt wurde, auf zu großen Phosphorgehalt und auf Kaltbruch, d. h. darauf, dass das Eisen sich beim Verschmieden zwar wie anderes, gutes Eisen verhält, kalt aber nur geringe Festigkeit und große Sprödigkeit besitzt.

Das Eisen wird besonders in neuerer Zeit vielfach als Baustoff benutzt und zwar der Form nach als Gussstücke, als Röhren, als Form- oder Walzeisen und als Blech. Das letztere wird zwar auch durch Auswalzen hergestellt, im gewöhnlichen Sprachgebrauche aber nicht Walzeisen genannt. Die Formen der Gussstücke sind so ver-

schieden, dass sie unmöglich alle angeführt werden können; einige der gebräuchlichsten werden im weiteren Verlaufe dieser Betrachtungen noch erwähnt werden. Die Walzeisensorten im engeren Sinne führen auch den Namen Profileisen. Während dieselben früher in den verschiedensten Abmessungen und Gestalten dargestellt wurden, haben in neuerer Zeit mehrere der hervorragendsten technischen Vereine Deutschlands bestimmte einheitliche Formen und Regeln angenommen. *) Die nach diesen Regeln hergestellten sogenannten deutschen Normalprofile für Walzeisen finden immer mehr und mehr Anwendung. Die Bezeichnungen für diese Normalprofile sind so gewählt, dass durch die Nummer, welche jedes Profil, d. i. der Querschnitt des Eisens, führt, zugleich das Hauptmaß (Höhe) oder die beiden wichtigsten Maße (Höhe und Breite) in Centimetern angegeben werden. Die allgemein angenommenen Profile sind folgende:

Doppel-T-Eisen oder I-Eisen. Dasselbe wird in Höhen von 8 bis 50 cm und in Längen bis zu 14 m gewalzt und zwar:

bei	Höhen	von	8	bis	24 cm	mit	1	cm	Abstufung
„	„	„	24	„	40 „	„	2	„	„
„	„	„	40	„	50 „	„	2,5	„	„

(Tabelle 1 mit Abb. 12).

[-Eisen werden gewalzt in Höhen von 3 bis 30 cm und in Längen bis zu 12 m (Tabelle 2 und Abb. 13).

Z-Eisen in Höhen von 3 bis 20 cm und in Längen bis zu 12 m (Tabelle 3 und Abb. 14).

T-Eisen stellt man in zwei Sorten her, nämlich als hochstegige Eisen, bei denen $b = h$ und als breitfüßige T-Eisen, bei denen $b = 2h$ ist. Erstere werden in den Nummern 2/2 bis 14/14, letztere in den Nummern 6/3 bis 20/10 und in Längen bis zu 12 m hergestellt. (Tabelle 4 und Abb. 15 und 16).

Von den sogenannten Winkeleisen (L-Eisen) giebt es gleichschenklige (Tabelle 5 und Abb. 17) und ungleichschenklige (Tabelle 6 und Abb. 18 und 19), die sämtlich bis zu 12 m Länge haben können. Gleichschenklige Winkeleisen stellt man in den Nummern $1^1/_2$ bis 16 her, bei den ungleichschenkligen Winkeleisen unterscheidet man zwei Sorten, eine mit dem Schenkelverhältnis

*) Vgl. Deutsches Normalprofilbuch für Walzeisen u. s. w., herausgegeben von Dr. Fr. Heinzerling und O. Intze, 5. Auflage. Aachen 1897. Diesem Werke wurden auch die meisten Zahlen der folgenden Tabellen entnommen.

Tabelle 1.

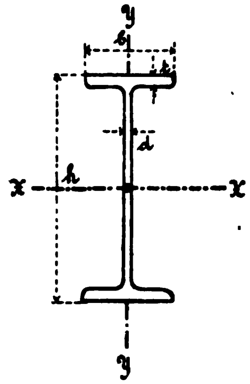


Abb. 12.

Nummer	Abmessungen				Querschnitt F	Gewicht G	Momente für die Biegungsachse XX		Momente für die Biegungsachse YY	
	h	b	d	t			Trägh.-Mom. T_x	Widerst.-Mom. $W_x = \frac{T_x}{^1/_2 h}$	Trägh.-Mom. T_y cm⁴	Widerst.-Mom. $W_y = \frac{T_y}{^1/_2 b}$
	cm	cm	cm	cm	qcm	kg/m	cm^4	cm^3		cm^3
8	8	4,2	0,39	0,59	7,57	5,91	77,7	19,4	6,28	2,99
9	9	4,6	0,42	0,63	8,99	7,02	117	25.9	8,76	3,81
10	10	5,0	0,45	0,68	10,6	8,28	170	34,1	12,2	4,86
11	11	5,4	0,48	0,72	12,3	9,59	238	43,3	16,2	5,99
12	12	5,8	0,51	0,77	14,2	11,1	327	54,5	21,4	7,38
13	13	6,2	0,54	0.81	16,1	12,6	435	67,0	27,4	8,85
14	14	6,6	0,57	0,86	18,2	14,2	572	81,7	35,2	10,7
15	15	7,0	0,60	0,90	20,4	15,9	734	97,9	43,7	12,5
16	16	7,4	0,63	0,95	22,8	17,8	933	117	54,5	14,7
17	17	7,8	0,66	0,99	25,2	19,7	1165	137	66,5	17,1
18	18	8,2	0,69	1,04	27,9	21,7	1444	161	81,3	19,8
19	19	8,6	0,72	1,08	30,5	23,8	1759	185	97,2	22,6
20	20	9.0	0,75	1,13	33,4	26,1	2139	214	117	25,9
21	21	9,4	0,78	1,17	36,3	28,3	2558	244	137	29,3
22	22	9,8	0,81	1,22	39,5	30,8	3055	278	163	33,3
23	23	10,2	0,84	1,26	42,6	33,3	3605	314	188	36,9
24	24	10,6	0,87	1,31	46,1	35,9	4239	353	220	41,6
25	25	11,0	0,90	1,36	49,7	38,7	4954	396	255	46,4
26	26	11,3	0,94	1,41	53,3	41,6	5735	441	287	50,6
27	27	11,6	0,97	1,47	57,1	44,5	6623	491	325	56,0
28	28	11,9	1,01	1,52	61,0	47,6	7575	541	363	60.8
29	29	12,2	1,04	1,57	64,8	50,6	8619	594	403	66,1
30	30	12,5	1,08	1,62	69,0	53,8	9785	652	449	71,9
32	32	13,1	1,15	1,73	77,7	60,6	12493	781	554	84,6
34	34	13,7	1,22	1,83	86,7	67,6	15670	922	672	98,1
36	36	14,3	1,30	1,95	97,0	75,7	19576	1088	817	114
38	38	14,9	1,37	2,05	107	83,4	23978	1262	972	131
40	40	15,5	1,44	2,16	118	91,8	29173	1459	1160	150
42½	42,5	16,3	1,53	2,30	132	103	36956	1739	1433	176
45	45	17,0	1,62	2,43	147	115	45888	2040	1722	203
47½	47,5	17,8	1,71	2,56	163	127	56410	2375	2084	234
50	50	18,5	1,80	2,70	179	140	68736	2750	2470	267
55	55	20,0	1,90	3,00	212	166	99054	3602	3486	349

Tabelle 2.

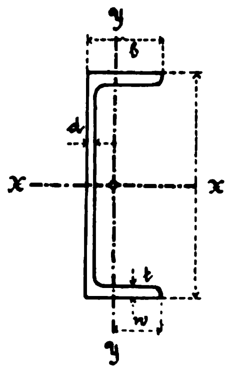


Abb. 13.

Nummer	Abmessungen				Querschnitt	Gewicht	Schwerpunktsabstand	Momente für die Biegungsachse XX		Momente für die Biegungsachse YY	
								Trägheits-Moment	Widerst.-Moment	Trägheits-Moment	Widerst.-Moment
	h cm	b cm	d cm	t cm	F qcm	G kg/m	w cm	T_x cm⁴	$W_x = \frac{T_x}{1/2\,h}$ cm³	T_y cm⁴	$W_y = \frac{T_y}{w}$ cm³
3	3	3,3	0,5	0,7	5,44	4,24	1,99	6,39	4,26	5,33	2,68
4	4	3,5	0,5	0,7	6,21	4,85	2,17	14,1	7,10	6,68	3,08
5	5	3,8	0,5	0,7	7,12	5,55	2,43	26,4	10,6	9,12	3,75
$6^1/_2$	6,5	4,2	0,55	0,75	9,03	7,05	2,78	57,5	17,7	14,1	5,06
8	8	4,5	0,6	0,8	11,0	8,60	3,05	106	26,5	19,4	6,37
10	10	5,0	0,6	0,85	13,5	10,5	3,45	206	41,1	29,3	8,50
12	12	5,5	0,7	0,9	17,0	13,3	3,90	364	60,7	43,2	11,1
14	14	6,0	0,7	1,0	20,4	15,9	4,25	605	86,4	62,7	14,8
16	16	6,5	0,75	1,05	24,0	18,7	4,66	925	116	85,3	18,3
18	18	7,0	0,8	1,1	28,0	21,8	5,08	1354	150	114	22,4
20	20	7,5	0,85	1,15	32,2	25,1	5,49	1911	191	148	27,0
22	22	8,0	0,9	1,25	37,4	29,2	5,86	2690	245	197	33,6
24	24	8,5	0,95	1,3	42,3	33,0	6,27	3598	300	248	39,6
26	26	9,0	1,0	1,4	48,3	37,7	6,64	4823	371	317	47,8
28	28	9,5	1,0	1,5	53,3	41,6	6,97	6276	450	399	57,2
30	30	10	1,0	1,6	58,8	45,8	7,30	8026	535	495	67,8

2:3 und eine andere, bei der das Schenkelverhältnis 1:2 eingehalten wird. Erstere hat die Nummern 2/3 bis 10/15, letztere die Nummern 2/4 bis 10/20. Die Schenkel dieser Eisen werden in je zwei verschiedenen Stärken hergestellt, die gleichschenkligen Winkeleisen über $3^1/_2$ dagegen in 3 Stärken; die Schenkel in einem Profil sind jedoch gleich dick.

Das sogenannte Belageisen, ⎍-Eisen (Tabelle 7 und Abb. 20) wird in den Nummern 5 bis 11 ausgewalzt und in Längen bis zu 12 m.

Tabelle 3.

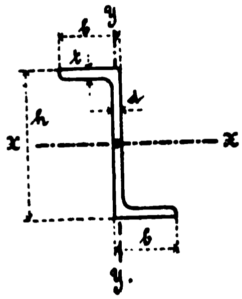


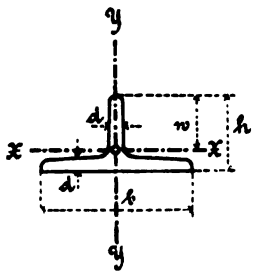
Abb. 14.

Nummer	Abmessungen				Querschnitt	Gewicht	Momente für die Biegungsachse *XX*		Momente für die Biegungsachse *YY*	
							Trägheits-Moment	Widerst.-Moment	Trägheits-Moment	Widerst.-Moment
	h cm	*b* cm	*d* cm	*t* cm	*F* qcm	*G* kg/m	T_x cm^4	W_x cm^3	T_y cm^4	W_y cm^3
3	3	3,8	0,4	0,45	4,32	3,37	6,0	4,00	13,7	3,80
4	4	4,0	0,45	0,5	5,43	4,23	13,5	6,75	17,6	4,66
5	5	4,3	0,5	0,55	6,77	5,28	26,3	10,5	23,8	5,88
6	6	4,5	0,5	0,6	7,91	6,17	44,7	14,9	30,1	7,08
8	8	5,0	0,6	0,7	11,1	8,67	109	27,3	47,4	10,1
10	10	5,5	0,65	0,8	14,5	11,3	222	44,4	72,4	14,0
12	12	6,0	0,7	0,9	18,2	14,2	402	67,0	106	18,8
14	14	6,5	0,8	1,0	22,9	17,9	676	96,6	148	24,3
16	16	7,0	0,85	1,1	27,5	21,5	1059	132	204	31,0
18	18	7,5	0,95	1,2	33,3	26,0	1598	178	271	38,6
20	20	8,0	1,0	1,3	38,7	30,2	2298	230	358	47,7

Das Säulen- oder Quadranteisen, ⌐-Eisen (Tabelle 8 und Abb. 21) giebt es in den Nummern 5 bis 15, mit je 2,5 cm Abstufung in der Höhe und in je zwei verschiedenen Stärken für jede Nummer.

Zu dem Walzeisen gehört auch noch das Rundeisen, welches mit kreisförmigem Querschnitte mit Durchmessern von 0,5 bis 35 cm und in Längen bis 6 m ausgewalzt wird. Im Bauwesen werden nur die Dicken bis zu 6 cm etwa angewendet. Ferner gehört hierher das Halbrundeisen und das Vierkanteisen von quadratischem Querschnitte, für welches dieselben Abmessungen gelten, wie für das Rundeisen. Endlich das Flacheisen, welches in Stäben von 6 m Länge und in Querschnittsabmessungen von 0,1 $\times$ 1 bis 4,5 $\times$ 19 cm zu haben ist. Ganz schwaches Flacheisen nennt man auch Bandeisen. Die bisher angegebenen Längen der einzelnen Walzeisen-

Abb. 15.



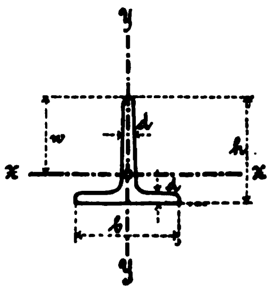


Abb. 16.

Tabelle 4.

Nummer	Abmessungen			Querschnitt	Gewicht	Schwerpunkts-Abstand	Momente für die Biegungsachse XX		Momente für die Biegungsachse YY	
	b	h	d	F	G	w	Trägh.-moment T_x	Widerst.-moment W_x	Trägh.-moment T_y	Widerst.-moment W_y
	cm	cm	cm	qcm	kg/m	cm	cm^4	cm^3	cm^4	cm^3
6/3	6	3	0,55	4,64	3,62	2,33	2,58	1,11	8,62	2,87
7/3½	7	3,5	0,6	5,94	4,63	2,73	4,49	1,65	15,1	4,32
8/4	8	4	0,7	7,91	6,17	3,12	7,81	2,50	28,5	7,13
9/4½	9	4,5	0,8	10,2	7,93	3,50	12,7	3,64	46,1	10,2
10/5	10	5	0,85	12,0	9,38	3,91	18,7	4,78	67,7	13,5
12/6	12	6	1,0	17,0	13,2	4,70	38,0	8,09	137	22,8
14/7	14	7	1,15	22,8	17,8	5,49	68,9	12,6	258	36,9
16/8	16	8	1,3	29,5	23,0	6,28	117	18,6	422	52,8
18/9	18	9	1,45	37,0	28,8	7,07	185	26,1	670	74,4
20/10	20	10	1,6	45,4	35,4	7,86	277	35,3	1000	100
2/2	2	2	0,3	1,12	0,87	1,42	0,38	0,27	0,20	0,20
2½/2½	2,5	2,5	0,35	1,64	1,28	1,77	0,87	0,49	0,43	0,34
3/3	3	3	0,4	2,26	1,76	2,15	1,72	0,80	0,87	0,58
3½/3½	3,5	3,5	0,45	2,97	2,32	2,51	3,10	1,23	1,57	0,90
4/4	4	4	0,5	3,77	2,94	2,88	5,28	1,84	2,58	1,29
4½/4½	4,5	4,5	0,55	4,67	3,64	3,24	8,13	2,51	4,01	1,78
5/5	5	5	0,6	5,66	4,42	3,61	12,1	3,36	6,06	2,42
6/6	6	6	0,7	7,94	6,19	4,34	23,8	5,48	12,2	4,05
7/7	7	7	0,8	10,6	8,27	5,06	44,5	8,79	22,1	6,32
8/8	8	8	0,9	13,6	10,6	5,78	73,7	12,8	37,0	9,25
9/9	9	9	1,0	17,1	13,3	6,52	119	18,2	58,5	13,0
10/10	10	10	1,1	20,9	16,3	7,26	179	24,6	88,3	17,7
12/12	12	12	1,3	29,6	23,1	8,72	366	42,0	178	29,7
14/14	14	14	1,5	39,9	31,1	10,2	660	64,7	330	47,2

stäbe sind als Grenzlängen anzusehen, die nur selten und nur auf Verlangen überschritten werden. Die sogenannten Normallängen, d. h. Längen, welche keinen Preiszuschlag bedingen, reichen bei I-Eisen bis einschließlich 10 m, bei allen übrigen Formeisen bis 8 m. Die Längen zwischen 4 und 9 m sind bei den Normallängen mit 20 cm, die zwischen 9 und 10 m mit 25 cm, und zwar bis auf 50 mm genau, abgestuft. Die hiernach sich ergebenden verschiedenen Längen heißen Magazinlängen. Auch die Eisenbahnschienen und besonders die breitfüßigen sog. Vignolesschienen finden im Bauwesen vielfach Verwendung. Man benutzt jedoch fast nur alte Schienen. Je nach dem Querschnitte schwankt die Größe des Widerstands- und des Trägheitsmomentes dieser Schienen. Für das noch am meisten vorkommende Profil von 13 cm Höhe kann man im Mittel $W = 140$ und $J = 1000$ rechnen. Für zwei mit ihren Füßen zusammengenietete derartige Schienen, ist $W = 420$ angenähert zu setzen. (Vergl. Lauensteins Festigkeitslehre).

Bei den Blechen, welche im Bauwesen vielfache Verwendung finden, unterscheidet man glatte Bleche, gelochte und gerippte oder Riffelbleche und Wellbleche. Die glatten Bleche haben meist 7 bis 15 mm Dicke und 2 m Länge bei 1 m Breite. Bei den gerippten Blechen ist die eine Seite glatt, die andere mit 2 bis 3 mm hohen ausgewalzten Rippen versehen. Die gelochten Bleche werden aus glatten Blechen hergestellt, indem sie fabrikmäßig mit nach verschiedenen Mustern angeordneten Löchern versehen werden.

Bei den Wellblechen, die meist aus Flusseisen hergestellt werden, unterscheidet man flache Wellbleche und Trägerwellbleche; bei ersteren ist die Wellenhöhe kleiner, bei letzteren gleich oder größer als die halbe Wellenlänge. Die Breite der Bleche schwankt je nach der Wellenlänge und Tiefe zwischen 50 und 70 cm, die Länge kann bis 6 m betragen, die Dicke 0,75 mm bis 3 mm. Es giebt zwar noch dickere Sorten Trägerwellblech, doch kommen dieselben im Bauwesen höchst selten zur Anwendung. (Tabelle 9 und Abb. 22 u. 23.)*)

Die sonst im Bauwesen noch benutzten Formeisen, wie Rinneneisen, Sprosseneisen u. s. w. mögen hier wenigstens erwähnt werden, ohne dass näher auf sie eingegangen wird.

*) Die Tabelle über Wellbleche ist dem Werke: Die Festigkeitslehre von R. Lauenstein, Stuttgart, entnommen.

Tabelle 5.

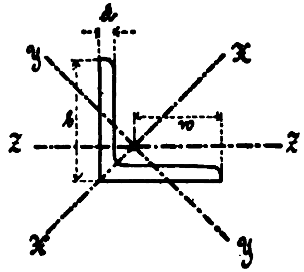
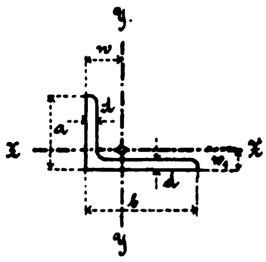


Abb. 17.

Nummer	Abmessungen *b* cm	Abmessungen *d* cm	Querschnitt *F* qcm	Gewicht *G* kg/m	Abstand des Schwerpunktes *w* cm	Momente für die Biegungsachsen *XX*, *YY* und *ZZ*: Trägheitsmoment T_x	Trägheitsmoment T_y	Trägheitsmoment T_z	Widerstandsmoment W_z
1 1/2	1,5	0,3	0,82	0,64	1,02	0,24	0,06	0,15	0,15
		0,4	1,05	0,82	0,99	0,29	0,08	0,19	0,19
2	2,0	0,3	1,12	0,87	1,40	0,62	0,15	0,39	0,28
		0,4	1,45	1,13	1,36	0,77	0,19	0,48	0,36
2 1/2	2,5	0,3	1,42	1,11	1,77	1,27	0,31	0,79	0,45
		0,4	1,85	1,44	1,74	1,61	0,40	1,01	0,58
3	3,0	0,4	2,27	1,77	2,11	2,85	0,76	1,81	0,86
		0,6	3,27	2,55	2,04	3,91	1,06	2,48	1,22
3 1/2	3,5	0,4	2,67	2,08	2,50	4,68	1,24	2,96	1,19
		0,6	3,87	3,02	2,42	6,50	1,77	4,13	1,71
4	4,0	0,4	3,08	2,40	2,88	7,09	1,86	4,47	1,56
		0,6	4,48	3,49	2,80	9,98	2,67	6,35	2,26
		0,8	5,80	4,52	2,72	12,4	3,38	7,90	2,90
4 1/2	4,5	0,5	4,30	3,36	3,22	12,4	3,25	7,85	2,44
		0,7	5,86	4,57	3,14	16,4	4,39	10,4	3,32
		0,9	7,34	5,73	3,06	19,8	5,40	12,6	4,13
5	5,0	0,5	4,80	3,75	3,60	17,4	4,59	11,0	3,05
		0,7	6,56	5,12	3,51	23,1	6,02	14,6	4,15
		0,9	8,24	6,43	3,44	28,1	7,67	17,9	5,20
5 1/2	5,5	0,6	6,31	4,92	3,94	27,4	7,24	17,3	4,40
		0,8	8,23	6,42	3,86	34,8	9,35	22,1	5,75
		1,0	10,07	7,85	3,78	41,4	11,27	26,4	6,95

6	6,0	0,6	6,91	5,39	4,31	36,1	9,43	22,8	5,50
		0,8	9,03	7,04	4,23	46,1	12,1	29,2	6,90
		1,0	11,07	8,63	4,15	55,1	14,6	34,9	8,40
6½	6,5	0,7	8,70	6,79	4,65	53,0	13,8	33,4	7,20
		0,9	10,98	8,56	4,57	65,4	17,2	41,3	9,05
		1,1	13,17	10,30	4,50	76,8	20,7	48,8	10,85
7	7,0	0,7	9,4	7,33	5,03	67,1	17,6	42,3	8,4
		0,9	11,9	9,26	4,95	83,1	22,0	52,5	10,6
		1,1	14,3	11,13	4,87	97,6	26,0	62,0	12,7
7½	7,5	0,8	11,5	8,94	5,37	93,3	24,4	59,0	11,0
		1,0	14,1	11,00	5,29	113	29,8	71,0	13,5
		1,2	16,7	13,00	5,21	130	34,7	82,5	15,9
8	8,0	0,8	12,3	9,57	5,74	115	29,6	72,0	12,6
		1,0	15,1	11,78	5,66	139	35,9	87,5	15,5
		1,2	17,9	13,94	5,59	161	43,0	102	18,2
9	9,0	0,9	15,5	12,1	6,46	184	47,8	116	18,0
		1,1	18,7	14,6	6,38	218	57,1	138	21,6
		1,3	21,8	17,0	6,30	250	65,9	158	25,1
10	10,0	1,0	19,2	14,9	7,18	280	73,3	177	24,7
		1,2	22,7	17,7	7,10	328	86,2	207	29,2
		1,4	26,2	20,4	7,02	372	98,3	235	33,5
11	11,0	1,0	21,2	16,5	7,93	379	98,6	239	30,1
		1,2	25,1	19,6	7,85	444	116	280	35,7
		1,4	29,0	22,6	7,79	505	133	319	41,0
12	12,0	1,1	25,4	19,8	8,64	541	140	340	39,4
		1,3	29,7	23,2	8,56	625	162	394	46,1
		1,5	33,9	26,5	8,49	705	186	446	52,5
13	13,0	1,2	30,0	23,4	9,36	750	194	472	50,5
		1,4	34,7	27,0	9,28	857	223	540	58,0
		1,6	39,3	30,6	9,20	959	251	605	65,5
14	14,0	1,3	35,0	27,3	10,08	1014	262	638	63,5
		1,5	40,0	31,2	10,00	1148	298	723	72,5
		1,7	45,0	35,1	9,92	1276	334	805	81,0
15	15,0	1,4	40,3	31,4	10,8	1343	347	845	78,5
		1,6	45,7	35,7	10,7	1507	391	949	88,5
		1,8	51,0	39,9	10,6	1665	438	1052	99,0
16	16,0	1,5	46,1	35,9	11,5	1745	453	1099	95,5
		1,7	51,8	40,4	11,4	1945	506	1226	107
		1,9	57,5	44,9	11,4	2137	558	1348	119

Abb. 18. 

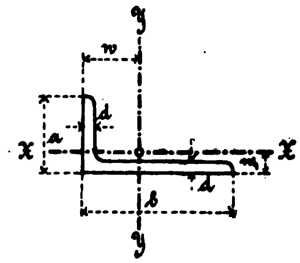
 Abb. 19.

Tabelle 6.

Schenkelverhältnis	Nummer	Abmessungen a cm	b cm	d cm	Querschnitt F qcm	Gewicht G kg/m	Schwerpunktsabstände w cm	w_1 cm	Momente für die Biegungsachse XX: Trägheits-Moment T_x	Widerst.-Moment W_x	Momente für die Biegungsachse YY: Trägheits-Moment T_y	Widerst.-Moment W_y
a : b = 2 : 3	2/3	2,0	3,0	0,3	1,42	1,11	0,99	0,49	0,45	0,30	1,25	0,62
				0,4	1,85	1,44	1,03	0,54	0,54	0,37	1,60	0,81
	3/4½	3,0	4,5	0,4	2,87	2,24	1,48	0,74	2,05	0,91	5,77	1,91
				0,5	3,53	2,75	1,52	0,78	2,46	1,11	6,99	2,35
	4/6	4,0	6,0	0,5	4,79	3,74	1,95	0.97	6,20	2,05	17,3	4,27
				0,7	6,55	5,11	2,04	1,05	8,00	2,71	22,9	5,78
	5/7½	5,0	7,5	0,7	8,33	6,50	2,47	1,24	16,4	4,36	46,3	9,20
				0,9	10,5	8,20	2,56	1,32	20,4	5,54	57,1	11,6
	6½/10	6,5	10,0	0,9	14,2	11,0	3,31	1,59	46,0	9,37	141	21,1
				1,1	17,1	13,3	3,40	1,67	55,0	11,4	167	25,3
	8/12	8,0	12,0	1,0	19,1	14,9	3,92	1,95	98,0	16,2	276	34,2
				1,2	22,7	17,7	4,00	2,02	115	19,2	323	40,4
	10/15	10,0	15,0	1,2	28,7	22,4	4,89	2,42	232	30,6	649	64,2
				1,4	33,2	25,9	4,97	2,50	264	35,2	743	74,1
a : b = 1 ; 2	2/4	2,0	4,0	0,3	1,72	1,34	1,43	0,44	0,47	0,30	2,80	1,09
				0,4	2,25	1,76	1,47	0,48	0,60	0,40	3,58	1,42
	3/6	3.0	6,0	0,5	4,29	3,35	2,15	0,68	2,61	1,13	15,6	4,05
				0,7	5,85	4,56	2,24	0,76	3,41	1,52	20,7	5,51
	4/8	4,0	8,0	0,6	6,89	5,37	2,85	0.88	7,63	2,45	45,0	8,74
				0,8	9,01	7,03	2,94	0,96	9,65	3,17	57,6	11,4
	5/10	5,0	10,0	0,8	11,5	8,93	3,59	1,12	19,6	5,05	116	18,1
				1,0	14,1	11,0	3,67	1,20	22,9	6,03	142	22,4
	6½/13	6,5	13,0	1,0	18,6	14,5	4,65	1,45	54,2	10,7	320	38,3
				1,2	22,1	17,2	4,75	1,53	62,9	12,7	373	45,2
	8/16	8,0	16,0	1,2	27,5	21,5	5,72	1,77	122	19,6	719	69,9
				1,4	31,8	24,8	5,81	1,85	135	22,0	826	81,1
	10/20	10,0	20,0	1,4	40,3	31,4	7,12	2,18	282	36,1	1654	128
				1,6	45,7	35,6	7,20	2,26	316	40,8	1862	145

Tabelle 7.

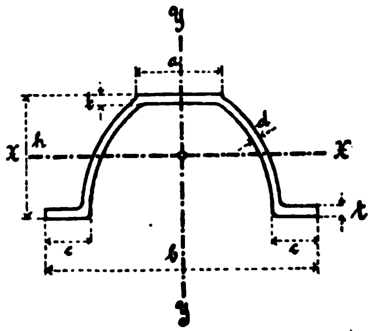


Abb. 20.

Nummer	Abmessungen h cm	a cm	b cm	c cm	d cm	t cm	Querschnitt F qcm	Gewicht G kg/m	Momente für die Biegungsachse XX: Trägheitsmoment T_x	Widerstandsmoment W_y
5	5	3,3	12	2,1	0,3	0,5	6,71	5,24	23,2	9,27
6	6	3,8	14	2,4	0,35	0,6	9,34	7,28	47,2	15,8
7½	7,5	4,55	17	2,85	0,4	0,7	13,2	10,3	105	27,9
9	9	5,3	20	3,3	0,45	0,8	17,9	14,0	206	45,8
11	11	6,3	24	3,9	0,5	0,9	24,1	18,8	421	76,5

Tabelle 8.

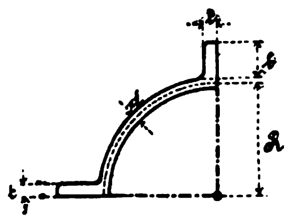


Abb. 21.

Nummer	Abmessungen R cm	b cm	d cm	t cm	Querschnitt der vollen Röhre F qcm	Gewicht der vollen Röhre G kg/m	Trägheitsmoment der vollen Röhre T cm^4
5	5	3,5	0,4	0,6	29,8	23,3	576
5	5	3,5	0,8	0,8	48,0	37,4	906
7½	7,5	4,0	0,6	0,8	54,9	42,8	2068
7½	7,5	4,0	1,0	1,0	80,2	62,5	2982
10	10	4,5	0,8	1,0	88,1	68,7	5511
10	10	4,5	1,2	1,2	120	94,0	7478
12½	12,5	5,0	1,0	1,2	129	101	12161
12½	12,5	5,0	1,4	1,4	169	132	15788
15	15	5,5	1,2	1,4	179	140	23637
15	15	5,5	1,8	1,7	249	194	32738



Abb. 22.

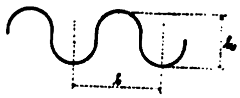


Abb. 23.

Tabelle 9.

	$\frac{b}{h}$	Gewicht für 1 qm bei 1 mm Dicke kg	Wellenhöhe *h* cm	Wellenbreite *b* cm	Widerstandsmoment *W* für 1 m Breite und für die Blechdicke in cm 0,075	0,1	0,125	0,15	0,2	0,25	0,3
Flaches Wellblech	2,5	10,8	2	5	5,0	6,6	8,3	9,9	13,2	—	—
			4	10	10,4	13,8	17,3	20,7	27,6	34,5	41,4
			6	15	15,5	20,6	25,8	30,9	41,2	51,5	61,8
			8	20	20,6	27,5	34,4	41,3	55,0	68,8	82,5
			10	25	25,8	34,4	43,0	51,6	68,8	86,0	103,2
			12	30	31,0	41,3	51,6	62,0	82,6	103,3	123,9
	2,0	12,2	4	8	11,5	15,3	19,1	23,2	30,6	38,3	45,9
			6	12	17,2	22,9	28,6	34,4	45,8	57,3	68,7
			8	16	22,9	30,5	38,1	45,8	61,0	76,3	91,5
			10	20	28,7	38,2	47,8	57,3	76,4	95,5	114,6
			12	24	34,4	45,8	57,3	68,7	91,6	114,5	137,4
Trägerwellblech	1,5	14,8	4	6	13,4	17,8	22,3	26,7	35,6	44,5	53,4
			6	9	20,0	26,6	33,3	39,9	53,2	66,5	79,8
			8	12	26,6	35,5	44,4	53,3	71,0	88,8	106,5
			10	15	33,3	44,4	55,5	66,6	88,8	111,0	133,2
			12	18	40,0	53,3	66,6	79,7	106,6	133,3	159,9
	1,0	20,0	6	6	25,6	34,1	42,6	51,2	68,2	85,3	102,3
			8	8	34,1	45,4	56,8	68,1	90,8	113,5	136,2
			10	10	42,7	56,9	71,1	85,4	113,8	142,3	170,7
			12	12	51,2	68,3	85,4	102,5	136,6	170,8	204,9

Was nun die zulässige Beanspruchung des Walzeisens zu Bauzwecken betrifft, so ist darüber folgendes zu sagen:

Unter zulässiger Inanspruchnahme versteht man, wie bekannt, diejenige Beanspruchung auf die Flächeneinheit des Querschnittes, welche auf die Dauer mit Sicherheit dem Baustoffe zugemutet werden kann; sie beträgt bei ruhenden Bauwerksteilen $^1/_4$ bis $^1/_5$ der Bruchfestigkeit, bei Teilen, welche Stöße und Erschütterungen erleiden, wie die Deckenkonstruktionen aber $^1/_7$ bis $^1/_6$. Die üblichen Mittelwerte für die zulässige Inanspruchnahme bei ruhenden Belastungen giebt folgende Tabelle: (Alles für cm und kg)

Tabelle 10.

Material.	Zulässige Inanspruchnahme bei				Bruchfestigkeit		Elastizitäts-Modul.	Gewicht eines Kubikmeters kg.
	Zug.	Druck.	Schub.	Biegung.	Zug	Druck		
Gusseisen . .	250	500	200	—	1200	6000	1000000	7200
Schweißeisen (Walzeisen) .	750*)	750	600	1000	4000	3000	2000000	7800
Flusseisen und Flussstahl . .	1200	1200	1000	1200	6000	6000	2000000	7800

Für Bauwerksteile, die Erschütterungen ausgesetzt sind, nimmt man von den Zahlen der Tabelle nur $^2/_3$ bis höchstens $^3/_4$ an.

4. Andere Baustoffe.

Als andere Baustoffe sind hier noch folgende zu erwähnen.

Das Zink, welches hauptsächlich als Zinkblech verwendet wird und zu Dachrinnen, Abdeckungen u. s. w. dient. Dasselbe wird nach der Schlesischen Zinkblechlehre ausgewalzt; für Bauzwecke braucht man die Nummern 12 bis 16 (Dicke 0,66 bis 1,08 mm).

Das Blei kommt ebenfalls als Blech zur Anwendung und dient wie das Zink zu Abdeckungen. Sodann kommt es für Bauzwecke bei Verglasungen und in Form von Wasserleitungsröhren in Betracht. Auch dient es zum Vergießen von Eisenteilen in Stein.

Kupfer, Messing und Bronze sind für unsere Zwecke nur von nebensächlicher Bedeutung.

Erwähnt werden mag schließlich noch das Glas, welches als Fensterglas, Spiegelglas und sogenanntes Drahtglas (von Siemens), d. i. starkes Tafelglas, welches im Innern ein weitmaschiges Gewebe aus dünnem Draht enthält, zur Verwendung gelangt. In neuster Zeit benutzt man das Glas auch in der Gestalt von Bausteinen. Diese Glasbausteine sind mit der Glasmacherpfeife angefertigte hohle Körper von verschiedener Form, wie nebenstehende Abbildung (Abb. 24) eine darstellt (Syst. Falconier). Durch die

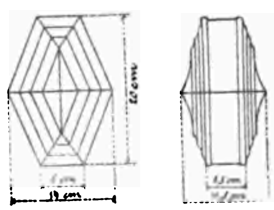


Abb. 24.

*) In neuerer Zeit geht man, gutes Material vorausgesetzt, hiermit bis 1000 kg/qcm.

in ihrem Innern befindliche Luft sollen diese Steine gute Isolatoren gegen Schall und Wärme abgeben. Sie lassen viel Licht durch, gestatten aber trotzdem das Hindurchsehen nicht. Die Glasbausteine werden durch Zementmörtel miteinander verbunden und eignen sich für Lichtöffnungen in Wänden, die aus irgend welchem Grunde nicht mit zu öffnenden Rahmenfenstern gewöhnlicher Art versehen werden dürfen oder sollen.

Die Anwendung der Farben und Anstriche hat meist den Zweck, die übrigen Baustoffe vor den Witterungseinflüssen, der Fäulnis und der Rostbildung zu schützen.

Der Asphalt endlich dient zur Herstellung von wasserdichten Schichten, Ueberzügen u. s. w. Als Bindemittel (Mörtel) findet er jetzt nur noch verhältnismäßig selten Anwendung, während er früher und besonders in den ältesten Zeiten, wie die Trümmer der aus Ziegelsteinen errichteten Bauwerke Westasiens beweisen, im größten Maßstabe hierzu benutzt wurde.

II. Grundbau.

Vor der Aufführung eines Bauwerkes hat man zunächst den Grund und Boden, auf welchem dasselbe errichtet werden soll, entsprechend vorzubereiten. Die Herstellung eines festen Untergrundes ist ein Haupterfordernis für die Dauer oder den Bestand eines jeden Bauwerkes. Eine Befestigung des Baugrundes ist vorzunehmen, wenn derselbe nicht von Natur schon genügend tragfähig ist; sie ist die Aufgabe des sogenannten Grundbaues.

Ob der Baugrund tragfähig ist, kann man nur durch seine genaue Untersuchung entscheiden. Diese Untersuchung erfolgt für geringe Tiefen durch Schürfung oder durch das Visitier- oder Sondiereisen, d. i. eine mit Stahlspitze versehene schwere schmiedeeiserne Stange von etwa 2 m Länge und 3 cm Dicke. Bei größerer Tiefe des vermuteten festen Baugrundes dagegen bedient man sich entweder des Erdbohrers, dessen Einrichtung und Handhabung aus der Bergbaukunde genügend bekannt sein dürfte, oder der Ausgrabungen. Letzterer besonders dann, wenn der Untersuchende nicht die erforderliche Geschicklichkeit im Erdbohren besitzt.

Durch die angeführten oder andere Untersuchungen, auf die wir hier nicht näher eingehen können, erfährt man, ob man es mit gutem, mittlerem oder schlechtem Baugrunde zu thun hat.

Guter Baugrund ist solcher, bei dem es keiner besonderen Anstrengungen und Vorbereitungen bedarf, um auf ihm bauen zu können. Hierher gehören Felsboden, Tuff, angeschwemmtes Diluvialgerölle, trocken liegender Lehm und Thon mit Sand vermischt, Kies und grobkörniger Sand von wenigstens zwei Metern Mächtigkeit und von nicht zu geringer wagerechter Ausdehnung.

Als mittleren Baugrund sieht man solchen an, welcher durch einen mehr oder weniger großen Aufwand von technischen Mitteln erst zum Bauen benutzbar gemacht werden muss. Hierher gehören Triebsand, Thon, Mergelerde und unter Umständen auch Torf- und Wiesenerde.

Schlechter Baugrund erfordert sehr kostspielige Mittel, um bautüchtig zu werden. Hierher gehören Schlamm, Moor, sogenannter blauer Lehm oder Thon, weil derselbe stets mehr oder weniger Wasseradern enthält, aufgeschüttete Erde, Haldenboden und Bauschutt, selbst nach jahrhundertelanger Lagerung.

Je nach der Beschaffenheit des Baugrundes kann man denselben verschieden stark belasten, so z. B. Lehmboden oder Thon mit Sand bis mit 20000 kg/qm, Fels dagegen bis mit 100000 kg/qm. Im allgemeinen nimmt man für guten Baugrund als höchste zulässige Belastung 25000 kg/qm an. Bei Fels soll die Belastung höchstens gleich einem Zehntel desjenigen Druckes sein, bei dem der Fels zerstört wird.

Alle Bauwerke, mit sehr wenig Ausnahmen, bedürfen zu ihrer Sicherstellung einer tragfähigen Unterkonstruktion, eines Unterbaues, welcher keiner Veränderung unterworfen sein darf. Solche Unterbauten nennt man auch Fundamente oder Grundmauerwerke. Nur wenn ein Bauwerk unmittelbar auf tragfähigem und wetterbeständigem Felsengrunde errichtet werden kann, darf es ohne ein eigentliches Fundament gelassen werden.

Für jeden solchen Unterbau kommt dem Froste eine besondere Wichtigkeit zu. Der Frost bewirkt nämlich, indem er in den feuchten Boden eindringt, ein Heben desselben und verursacht hierdurch Veränderungen in der Sohle des Unterbaues, was sich besonders bei Thauwetter bemerklich macht. Man nimmt an, dass der Frost im mittleren Deutschland bis zu einer Tiefe von 0,8 bis 1,0 m, dagegen in besonders ungünstigen Lagen selbst bis zu 1,6 m eindringt, unter dieser Tiefe aber nicht mehr schädlich auf die Unterbauten einwirken kann. Es genügt deshalb, mit den Fundamenten im Flachlande 1,0 m und im Gebirge 1,6 m in den Erdboden hineinzugehen, vorausgesetzt, dass man in dieser Tiefe auf festen Baugrund stößt. Die Tiefe von 1,6 m genügt in jedem Falle und es ist eine falsche Anschauung, dass Bauwerke um so tiefer gegründet werden müssen, je höher und schwerer sie sind, es kommt vielmehr einzig und allein darauf an, dass der Baugrund das Gewicht des Gebäudes sicher zu tragen imstande ist, gleichviel in welcher Tiefe er zum Grundbau benutzt wird.

Um innerhalb der früher mitgeteilten Grenzen für die Belastung des Baugrundes zu bleiben, muss die Unterbaugrundfläche eine gewisse Größe erhalten, die sich nach dem Gewichte des auf ihr ruhenden Bauwerkes richtet. Durch eine Vergrößerung bez.

Verbreiterung der Grundfläche ist es möglich, selbst auf keineswegs festem Baugrunde ziemlich schwere Bauwerke zu errichten. Genügte beispielsweise bei vorhandenem festen gewachsenen Boden der skizzierte Mauerquerschnitt (Abb. 25), wobei sich das Grundmauerwerk nur wenig gegen die getragene Mauer verbreitert, so würde bei weniger tragfähigem Baugrunde diese Grundfläche verhältnismäßig breiter zu machen sein, wie dies in folgenden Skizzen angedeutet ist. (Abb 26 u. 27.) Der Druck wird hierbei auf eine weit größere Fläche verteilt, wodurch die Pressung auf die Einheit der Grundfläche selbstverständlich bedeutend geringer wird. Die Verbreiterung kann, wie aus den Skizzen zu ersehen ist, entweder in Abschrägungen oder als Abtreppung erreicht werden. Ganz zu verwerfen ist die Ausführung nach Abb. 28. Bei ihr hat die Grundplatte zu geringe Höhe; sie ist zu schwach, bricht deshalb ab und der ganze Zweck der Verbreiterung ist dann verfehlt.

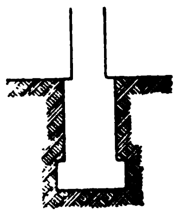


Abb. 25.

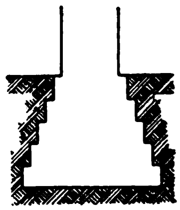


Abb. 26.

Als eine Verbreiterung der Fundamente zur Uebertragung des Druckes auf eine größere Grundfläche und zugleich zu einer zweckmäßigen Ausgleichung ungleicher Druckwirkungen dienen auch die häufig verwendeten Erd- oder Grundbögen. (Abb. 29). Dieselben werden in umgekehrter Lage, mit dem Scheitel nach unten, zwischen das Grundmauerwerk gespannt und vermehren hierdurch die Druckfläche in hohem Grade.

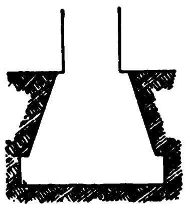


Abb. 27.

Jedes Bauwerk, welches aus einzelnen Stücken zusammengesetzt ist, wie z. B. das Mauerwerk aus Bausteinen, und welches auf Boden errichtet wird, den es durch sein Gewicht, wenn auch nur in ge-

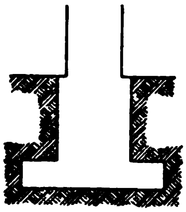


Abb. 28.

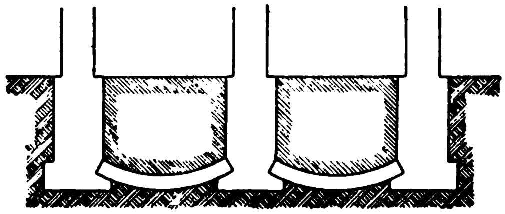
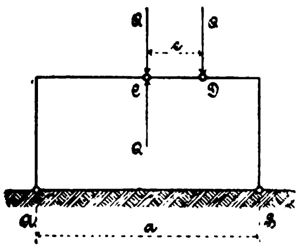


Abb. 29.

ringem Maße, etwas zusammendrücken kann, setzt sich, d. h. die einzelnen Teile desselben folgen dem Gesetze der Schwere und verändern ihre gegenseitige Lage so lange, bis Gleichgewicht zwischen den wirkenden Kräften und Gegenkräften eingetreten ist. Gleichmäßiges Setzen schadet keinem Bauwerke etwas, ungleichmäßiges Setzen dagegen kann den Bestand des Bauwerkes ganz außerordentlich gefährden.

Um einem solchen ungleichmäßigen Setzen von vornherein vorzubeugen, ist es rätlich, die Bauwerksmassen möglichst gleichmäßig über den Baugrund zu verteilen; ist jedoch eine solche Verteilung wegen der besonderen Bestimmung des Bauwerkes nicht möglich, so muss wenigstens darauf geachtet werden, dass den schwereren Massen breitere Grundflächen gegeben werden, ferner darauf, dass die Mittellinie des Druckes mit der Mittellinie des Fundamentes möglichst zusammenfällt und dass die Sohle des Unterbaues rechtwinklig zur Richtung der Mittelkraft sämtlicher Einzelbelastungen liegt. Dies ist erforderlich, damit der Boden oder Baugrund nicht verschiedenartig beansprucht wird. Jedenfalls sollen auf den Baugrund nur Druckkräfte wirken und deshalb darf die Mittelkraft der Lasten nicht aus dem mittleren Drittel der Sohlenbreite heraustreten, wie leicht zu beweisen ist. Wirkt (Abb. 30) die Last Q in der Mitte C des Unterbaues, so kann auf der Sohle desselben die Last Q als gleichmäßig verteilt angesehen werden. Es ist also $Q = p \cdot a\,b$ und $p = \frac{Q}{a\,b}$, wenn p die Belastung auf die Flächeneinheit und b die Breite der Unterbausohle bedeutet.


Abb. 30.

Greift dagegen Q seitwärts von C in D an, so wird die Belastung des Untergrundes in B größer als in A sein. Um nun die Größe der sich dann ergebenden Drücke in A und B zu erfahren, kann man sich in C zwei gleichgroße, aber entgegengesetzt gerichtete Kräfte angebracht denken, durch welche an der Wirkung der in D angreifenden Last Q nichts geändert wird, da die beiden andern Q einander aufheben. Jetzt kann man aber auch annehmen, dass eine Kraft Q im Punkte C auf gleichmäßige Verteilung der Last hinwirke, während das Kräftepaar $Q . e = M$ eine Drehung veranlasse. Durch dieses Kräftepaar wird der Druck in B vermehrt, in A dagegen vermindert. Das Kräftepaar oder vielmehr das Moment M wird

ähnlich wie auf Biegung wirken und demnach in A und B Kantenpressungen von der Größe $s = \frac{M}{W}$ nach der bekannten Biegungsformel $M = W . s$ hervorrufen, worin W das Widerstandsmoment der Grundfläche $a\ b$ des Unterbaues ist; es hat den Wert $W = \frac{b . a^2}{6}$.

Setzt man diesen Wert und den früher für p angegebenen in den Ausdruck für s ein, so erhält man

$$s = \frac{Q e}{W} = \frac{e . p\ a b}{W} \text{ und } s = \frac{6 . e}{b . a^2} . p . a b = \frac{6 p . e}{a}.$$

Der Wert von s ist für A negativ, für B positiv.

Zu den durch das Kräftepaar hervorgerufenen Kantenpressungen kommt nun noch das von der gleichförmig verteilten Last Q herrührende p hinzu, so dass man endlich hat:

Gesamtkantenpressung in A

$$k_a = p - \frac{6 p e}{a} = p\left(1 - \frac{6 e}{a}\right)$$

$$= \frac{6 p}{a}\left(\frac{a}{6} - e\right)$$

und in B:

$$k_b = p + \frac{6 p e}{a} = p\left(1 + \frac{6 e}{a}\right).$$

In A herrscht demnach nur so lange eine Druckspannung als e kleiner als $\frac{a}{6}$ ist, d. h. so lange k_a positiv ist, während eine Zugspannung auftreten würde, also das Bestreben, A vom Boden aufzuheben, sich bemerkbar machen müsste, wenn $e > \frac{a}{6}$ würde. Ein Abheben darf natürlicherweise nicht stattfinden und deshalb darf D nach beiden Seiten hin von C nicht weiter entfernt sein, als höchstens $\frac{1}{6} a$, d. h. aber: der Angriffspunkt von Q muss stets im mittleren Drittel der Grundflächenbreite bleiben.

Liegt der Felsboden, auf den gebaut werden soll, geneigt, so sind Abtreppungen mit wagerechter Oberfläche anzulegen, damit das Abgleiten des Unterbaues vermieden wird. (Abb. 31). Risse und Höhlungen im Fels sind dabei sorgfältig zu verschließen, was durch Ausgießen mit Zementmörtel oder durch Ausmauerung geschehen kann.

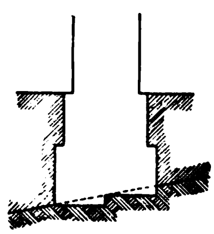


Abb. 31.

Bevor man an die Ausführung des Unterbaues gehen darf, muss man, wenn nicht gerade zu Tage liegender Fels in Frage kommt, Grund graben oder eine Baugrube auswerfen. Bei trockenen und dabei ziemlich festen Bodenarten bietet dies Grundgraben keine Schwierigkeiten; bei lockerem Boden aber ist es weniger einfach. Hier werden Böschungen erforderlich, die umso flacher ausgeführt werden müssen, je lockerer die abzugrabenden Massen sind. Bei größerer Tiefe der Baugrube sind sogenannte Bänke, das sind stufenförmig zurücktretende Böschungen anzulegen, die gleichzeitig dazu dienen, die abgegrabene Erde ohne Anwendung von anderen Hilfsmitteln aus der Baugrube hinaus zu befördern. Kann man des beschränkten Raumes wegen solche Böschungen oder Bänke nicht ausführen, so werden Holzabsteifungen nötig, welche die lockeren Erdmassen am Abrutschen verhindern.

Sehr erschwert wird das Ausheben und Fortschaffen der Massen aus der Baugrube, wenn Grund- und Quellwasser auftritt. Das Quellwasser lässt sich nur unter sehr günstigen Umständen verstopfen und zwar entweder durch Einschlagen von Pfählen oder durch Dichten mit Thon und Beton. In den meisten Fällen aber muss es wie auch das Grundwasser abgeleitet oder ausgeschöpft werden.

Die bisher besprochenen Gründungsverfahren sind sämtlich ohne große Schwierigkeit ausführbar. Sie heißen natürliche Gründungen, weil der Unterbau ohne weiteres auf den gewachsenen, natürlichen Boden gesetzt werden kann. Ergiebt sich jedoch, dass sich der feste Baugrund erst in bedeutenderer Tiefe findet, so muss eine künstliche Gründung angewendet werden. Zu diesen künstlichen Fundierungen gehören:

die Gründung auf Pfeilern,
„ „ „ Brunnen,
„ „ „ stehendem Roste,
„ „ „ liegendem Roste,
„ „ „ Sandschüttung und
„ „ „ Betonunterlage.

Welche von diesen Gründungsarten anzuwenden ist, richtet sich nach der Beschaffenheit des Baugrundes und seiner Umgebung, nach der Art des zu errichtenden Bauwerkes, nach dem Umstande, ob offenes oder Grundwasser vorhanden ist, nach dem zu verwendenden Baustoffe und nach der verfügbaren Zeit.

1. Die Gründung auf Pfeilern.

Dieselbe ist anwendbar, wenn der tragfähige oder gute Baugrund nicht gar zu tief unter der Erdoberfläche, d. h. nicht tiefer als etwa 6 m liegt und kein Grundwasser vorhanden ist. (Abb. 32). Die einzelnen Pfeiler sind dabei so anzuordnen, dass unter den Hauptpunkten, wie z. B. den Ecken des Bauwerkes je einer aufgeführt wird. Zwischen diese Hauptpfeiler sind je nach Bedarf noch weitere Zwischenpfeiler einzuschalten, die sämtlich durch Bögen miteinander zu verbinden sind. Die Bögen werden oben abgeglichen und tragen auf dieser Abgleichung die eigentlichen Bauwerksfundamente.

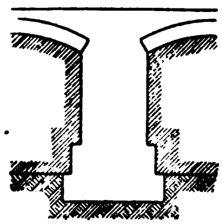


Abb. 32.

Die Sohlen oder Grundflächen der Pfeiler müssen dabei solche Abmessungen erhalten, dass sie zusammen dem Drucke des darauf ruhenden Bauwerkes genügenden Widerstand leisten. Zur Anlage der Pfeiler wird die Erde mittels sogenannter Brunnenschächte herausgeschafft. Um dabei das Hereinfallen von Erdmassen zu verhindern, müssen diese Schächte durch Planken und Halbhölzer abgesteift werden. Die Schächte sind also regelrecht auszuzimmern. Die dazu erforderlichen hölzernen Gevierte werden je nach dem Fortschreiten der Ausgrabungen in Abständen von 1,0 bis 1,5 m untereinander verlegt, mit Schwartenverzug versehen und gehörig verkeilt. Hat man den guten Boden erreicht, so wird mit der Aufmauerung der Pfeiler begonnen. Hierbei sind die Gevierte von unten nach oben wieder herauszunehmen und die entstandenen Zwischenräume zwischen Pfeiler und den umgebenden Erdmassen auszustampfen.

2. Die Gründung auf Brunnen.

Befindet sich der gute Baugrund in bedeutenderer Tiefe und sind die darüber befindlichen Erdmassen beweglich oder wasserhaltig oder würde sich ein sehr kostspieliges Fortschaffen von Moor- und Wiesengrund durch Ausgraben oder sogar durch Ausschöpfen nötig machen, um den festen Baugrund zu erreichen, so bedient man sich besser der Senkbrunnen, d. h. man versenkt feste Hohlkörper durch die oberen weichen Erdschichten hindurch bis auf den unterhalb liegenden festen Grund und verschafft sich so die erforderlichen Stützpunkte für den eigentlichen Unterbau. Die Senkbrunnen,

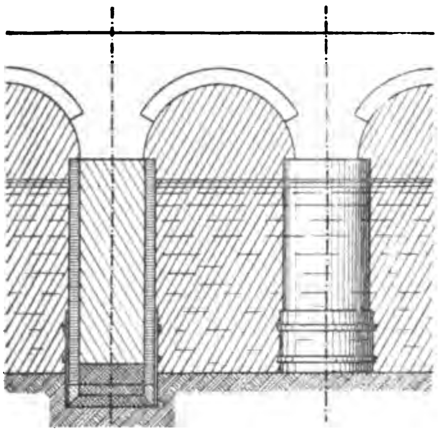


Abb. 33.

(Abb. 33), werden nach Art der gewöhnlichen Brunnen auf einem hölzernen Senkkranze aufgemauert. Das Senken derselben geschieht auf folgende Weise: Zunächst wird, wie bei den bereits besprochenen massiven Pfeilern ein runder Brunnenschacht abgeteuft und ausgezimmert, der in diesem Falle bis auf den Grundwasserspiegel hinabreicht. Dann mauert man innerhalb dieses Schachtes, auf dem schon erwähnten, mit einer Schneide versehenen Senkkranz den Brunnen nach und nach auf und entfernt dabei das Erdreich unter dem Senkkranze durch einen Sackbohrer. Hierdurch wird der allmählich immer schwerer werdende Brunnen zum Einsinken gebracht. Das eindringende Wasser muss währenddem durch Pumpen entfernt werden. Ist der tragfähige Baugrund erreicht, so wird der innere hohle Raum des Brunnens entweder ganz mit Beton ausgefüllt oder auf einer Betonunterlage mit Bruchsteinen ausgemauert, der Brunnen also gewissermaßen in einen steinernen Pfeiler verwandelt. Die Brunnen sollen wenigstens noch $^1/_2$ m in den festen Boden hineinreichen.

Die einzelnen, so gewonnenen Steinpfeiler werden durch starke Mauerbögen zu einem fortlaufenden Stützungskörper verbunden, auf dem dann der Unterbau aufgeführt werden kann.

Die Wandungen der Senkbrunnen nimmt man etwa 0,25 m stark. Die Durchmesser derselben richten sich selbstverständlich nach der Tragfähigkeit des Baugrundes und nach der Last des aufzuführenden Bauwerkes. Die Entfernung von Mitte zu Mitte Brunnen wird gewöhnlich zu 2,5 bis 4 m angenommen. Es ist zweckmäßig, unter den Ecken der Bauwerke auch Seitenbrunnen anzuordnen, die mit den eigentlichen Eckbrunnen durch Eckbögen zu verbinden sind (Abb. 34).

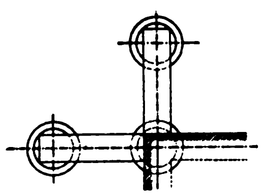


Abb. 34.

Derartige Senkbrunnen benutzt man bis etwa 18 m Tiefe, von der Tagesoberfläche weg gerechnet.

Gleichen Zwecken, nur nicht für so große Tiefen, dienen die hölzernen Senkkästen von quadratischem und die gusseisernen Senkröhren von kreisförmigem Querschnitte.

3. Die Gründung auf stehendem Roste.

Die Pfahlroste, wie die stehenden Roste auch genannt werden, wendet man am häufigsten an, wenn man im freien Wasser oder durch schwimmenden Boden hindurch in bedeutender Tiefe zu gründen hat, oder wenn in erreichbarer Tiefe überhaupt kein fester Grund zu finden ist. Hierbei werden zugespitzte Pfähle gewöhnlich mit Hilfe von sogenannten Rammen durch die nachgebende Schicht hindurch in den festen Boden eingetrieben (Abb. 35), die dann gemeinsam einen aus Längs- und Querschwellen bestehenden und mit starken Bohlen abgedeckten Rost zu tragen haben, auf dem der Bauwerksunterbau aufgemauert wird. Im Grundrisse hat der Rost das folgende Aussehen. (Abb. 36.) A sind die Längsschwellen, B die Querschwellen oder Zangen und C ist der Bohlenbelag. Die Pfähle werden reihenweise angeordnet. Die Entfernung der Pfähle in einer Reihe beträgt von Mitte zu Mitte etwa 1 bis 1,5 m, die der Pfahlreihen 0,8 bis 1 m. Die erforderliche Länge der Pfähle wird am besten durch Einschlagen von Probepfählen ermittelt. Ihre Stärke d steht im Verhältnis zur Länge l. Beträgt letztere 4 m, so ist es gebräuchlich, den Pfählen 22 cm Mittenstärke zu geben, denen man für jedes weitere Meter Länge noch 1,5 cm zufügt.

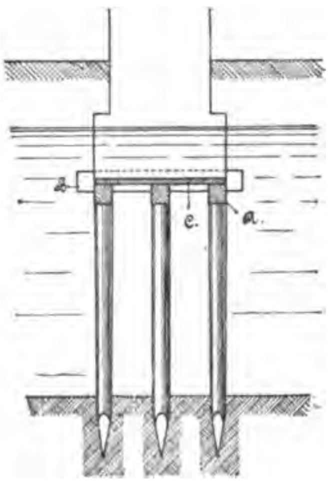


Abb. 35.

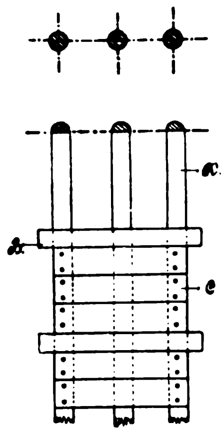


Abb. 36.

In Gestalt einer empirischen Formel ausgedrückt, macht man also

$$d\,\text{cm} = 22 + 1{,}5\ (l - 4)$$
$$d\,\text{cm} = 16 + 1{,}5\ l$$

wobei die Pfahllänge in Metern auszudrücken ist.

Die Längsschwellen erhalten häufig einen Querschnitt von 25 cm im Quadrat, die Querschwellen nimmt man etwas schwächer an und den Bohlenbelag macht man 8 bis 10 cm stark. Zu den Pfählen wird meist Kiefernholz oder Eichenholz verwendet, letzteres namentlich im fließenden Wasser. Das Holz muss gesund und frisch sein und wird geschält, aber unbehauen eingerammt. Meist geschieht dies mit dem Wipfelende voran; doch werden auch Pfähle hie und da mit dem Stammende nach unten eingeschlagen. Dies geschieht da, wo man einem etwaigen Herausheben derselben durch Einwirkung vorhandener Wasserströmungen u. s. w. vorbeugen will.

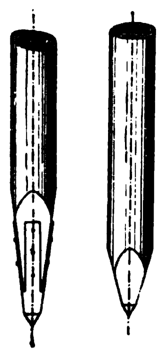


Abb. 37.

Die Pfähle erhalten vierkantige Spitzen, die bei besonders festem Boden noch mit eisernen Schuhen versehen werden. (Abb. 37). Die Länge der Spitze nimmt man bei weichem Boden $1^1/_2$, bei hartem 3 mal dem mittleren Durchmesser des Pfahles. Die oberen Enden der Pfähle, die Köpfe, sind beim Rammen, um ein Zersplittern zu vermeiden, mit eisernen Pfahlringen zu versehen.

Nach dem Einrammen schneidet man die Pfahlköpfe in der erforderlichen Höhe ab und bringt dann den eigentlichen Rost auf. Der Raum zwischen den Schwellen desselben wird häufig mit Mauerwerk oder Beton dicht ausgefüllt, um den Boden zwischen den Schwellen auch mit zum Tragen heranzuziehen. Die Oberkante des Rostes muss stets etwa 0,5 m unter dem tiefsten Grundwasserspiegel liegen, da Holz sich bekanntlich nur dann hält, wenn es stets unter Wasser bleibt.

Die Anzahl der zu einer Rostanlage erforderlichen Pfähle richtet sich nach der aufzunehmenden Gesamtlast. Man nimmt an, dass ein Pfahl von 25 cm Mittenstärke mit 25 000, einer von 30 cm mit 30 000 kg belastet werden darf. In durchgehend weichem Boden, wo also kein fester Baugrund vorhanden ist und wo sich die Pfähle nur durch seitliche Reibung halten, dürfen dieselben natürlich nicht so schwer belastet werden. Etwa 8000 bis 10 000 kg für den Pfahl ist in diesem Falle empfehlenswert.

Das Eintreiben der Pfähle erfolgt, wie schon angedeutet wurde, zumeist durch sogenannte Rammen. Je nach der Art des Betriebes unterscheidet man Handrammen, Zugrammen, Kunstrammen, Dampframmen und Explosionsrammen.

Die Handramme ist nur ein unvollkommenes Hilfsmittel zum Einschlagen der Pfähle. Sie besteht aus einem Klotze von Eichenholz, welcher mit 4 langen Bügeln ausgerüstet ist, woran er von 4 Arbeitern ergriffen und hochgehoben wird. Eine solche Ramme darf, da ein Mensch nicht über 15 kg an ihr auszuüben vermag, nicht mehr als 60 kg wiegen und ist deshalb nur zum Einrammen schwacher Pfähle ausreichend.

Bei den Zugrammen (Abb. 38), steigt der Rammklotz oder Rammbär an einer, aus einer oder zwei Säulen, den sogenannten Läufern, Läuferruten oder Mäcklern, bestehenden Führung auf und nieder. Er ist zu diesem Zwecke mit Armen versehen, welche diese Ruten umfassen. Das Rammgerüste ruht auf einem Schwellenwerke, welches einen Dielenboden für die sogenannte Stube, d. i. den Standort der Arbeiter erhält. In dem oberen Ende der Läuferrute ist die sogenannte Rammscheibe eingelassen, über welche das Rammtau vom Klotze nach der Stube herabgeführt ist. Das Zugseil läuft in eine Anzahl Leinen aus, welche von den Arbeitern ergriffen und niedergezogen werden, wenn es darauf ankommt, den Rammbären zu heben. Zum Ansetzen des Pfahles dient eine an den hinteren Gerüststreben angebrachte Winde, deren Tau über 2 Rollen in dem sogenannten Kranbalken geführt ist, der auf dem oberen Ende der Läuferruten liegt.

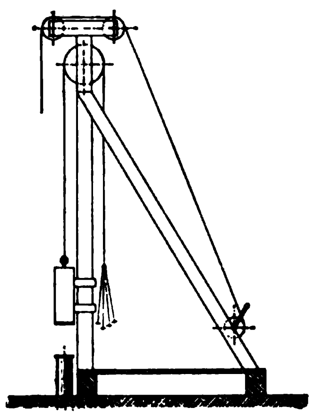


Abb. 38.

Die Kunstrammen unterscheiden sich von den erwähnten Zugrammen dadurch, dass bei ihnen der Bär nicht unmittelbar von am Rammtaue ziehenden Arbeitern, sondern durch eine Winde emporgehoben wird. Hat er die gewünschte Höhe erreicht, so wird er durch einen sogenannten Schnepper ausgehakt und fällt auf den einzutreibenden Pfahl hinab. Dass die Kunstrammen den gewöhnlichen Zugrammen bedeutend überlegen sein müssen, ist klar. Beim Ziehen an den Leinen des Rammbären wird nämlich das menschliche Arbeitsvermögen nur sehr unvollständig ausgenützt, zumal zum Heben eines schweren Rammklotzes, selbst bei einer großen Anzahl von Arbeitern, eine große Anstrengung erforderlich ist, welche es nötig macht, dass die Arbeit in kurzen Absätzen mit mindestens

ebensolangen Zwischenpausen erfolgt. Der Wirkungsgrad des Rammens wächst zwar mit dem Gewichte und der Steighöhe des Rammbären, die Zahl der Arbeiter an der Zugramme aber kann nicht beliebig vergrößert werden, weil sich dieselben sonst im Wege stehen würden. Da nun ferner der Rammklotz höchstens $1^1/_2$ Meter hoch gehoben werden kann, so ist das Einrammen der Pfähle mit der Zugramme aus mehrfachen Gründen eine recht unvollkommene Arbeit. Diese Unvollkommenheiten lassen sich bei der Kunstramme fast sämtlich vermeiden, da hier nicht allein die Arbeiter mit mehr Vorteil an einer Welle arbeiten können, sondern auch, weil durch Vorgelege die Steighöhe des Rammbären beliebig geändert werden kann.

Die durch Dampfkraft betriebenen Rammen hat man zu unterscheiden in die eigentlichen Dampframmen, bei welchen der Rammbär direkt durch den Dampfkolben in derselben Art gehoben wird, wie es bei den Dampfhämmern geschieht und in die Dampfmaschinenrammen, welche im allgemeinen als durch Dampfmaschinen betriebene Kunstrammen aufzufassen sind. Bei diesen Dampfkunstrammen hängt der Bär mit Schnepper an einer Windekette, die über eine Trommel geführt wird. Die Windetrommel liegt gewöhnlich lose auf einer Achse und wird nur durch Schließen einer durch eine Bremsvorrichtung bewegbaren Kupplung in Thätigkeit gesetzt. Die Bremsvorrichtung wird durch den Maschinisten mit Hilfe des Fußes bewegt. Die Ramme von Menck & Hambrock z. B. hat einen Bär mit Schnepper, der durch Federkraft in die Augen einer Kette ohne Ende eingreift und in beliebiger Höhe ausgelöst werden kann. Die Kette ohne Ende wird durch eine Daumenwelle angetrieben. Die Ramme von Nasmyth hat einen sehr schweren Bär, der in einem am Dampfcylinder hängenden Gehäuse geführt und durch eine Kolbenstange mit dem Dampfkolben verbunden ist. Der Cylinder steht durch ein Dampfrohr mit dem Dampfkessel in Verbindung und hängt an einer Windekette.

Die Explosionsrammen sind noch wenig eingeführt. Ihre Wirkung wird durch die Explosion einer Sprengpatrone hervorgebracht.

Uebrigens findet selbst bei den besten Rammen keine vollständige Ausnützung der aufgewendeten Arbeit statt, vielmehr geht nach den Gesetzen für den centralen Stoß zweier unelastischer Körper beim jedesmaligen Aufschlagen des Rammklotzes auf den Pfahl ein nicht unbeträchtlicher Teil der entwickelten Arbeit unabänderlich verloren.

Es ist nicht uninteressant die Größe dieses Arbeitsverlustes festzustellen.

Bedeuten M und V Masse und Geschwindigkeit des Rammbären unmittelbar vor dem Aufschlagen und m und v dieselben Werte für den Pfahl, so wird sein, da ja $v = o$ ist:

Die im Rammklotze im Augenblicke des Aufschlagens angesammelte Arbeit (Energie)

$$= \tfrac{1}{2} . M . V^2.$$

Der Arbeitsverlust beim Stoße, d. i. der Unterschied der Energie vor und nach dem Stoße

$$= \tfrac{1}{2} \cdot \frac{M m}{M + m} \cdot V^2.$$

Das Verhältnis zwischen diesem Verluste und der aufgewendeten Energie ist, wie man durch Division des letzteren Ausdruckes durch ersteren erhält:

$$\frac{m}{M + m}.$$

Es wird um so größer, also um so ungünstiger, je kleiner die Masse des Rammklotzes im Vergleich zur Masse des Pfahles ist.

Ist z. B. das Gewicht des Rammklotzes 300 kg, das des Pfahles 100 kg, so ist das Verhältnis, da die Massen den Gewichten proportional sind

$$\frac{100}{300 + 100} = \tfrac{1}{4},$$

d. h. es geht hier $\tfrac{1}{4}$ der im Rammklotze enthaltenen Arbeit durch den Schlag verloren, so dass höchstens $\tfrac{3}{4}$ derselben zur Ueberwindung des Erdwiderstandes verwendet werden können.

Dieser Erdwiderstand sei $= R$ kg, das Vordringen des Pfahles beim letzten Schlage sei $= h$ Meter und die Fallhöhe des Rammklotzes $= H$ Meter. Es ist nun die im Rammbär enthaltene Arbeit $= 300\, H$ und die Arbeit, welche davon auf den Pfahl übergeht, $= \tfrac{3}{4} . 300\, H$. Die Arbeit zur Ueberwindung des Erdwiderstandes dagegen ist $= R h$, man hat daher

$$R h = \tfrac{3}{4} . 300\, H$$

$$R = \tfrac{3}{4} . 300 . \frac{H}{h}.$$

Wenn nun die Fallhöhe $H = 1{,}5$ m und das Einsinken des Pfahles $h = 0{,}005$ m ist, so hat man den Erdwiderstand, der das Tragvermögen des Pfahles darstellt:

$$R = \tfrac{3}{4} \cdot 300 \cdot \frac{1{,}5}{0{,}005} = 67500 \text{ kg}.$$

Der Sicherheit wegen soll die Belastung eines Pfahles höchstens $^1/_8$ von seinem so berechneten Tragvermögen sein.

Als fest darf ein Pfahl nur dann angesehen werden, wenn er während der letzten „Hitze" — eine Hitze = 20 Schläge von 300 bis 350 kg Rammbärgewicht auf etwa 1,5 m Fallhöhe — nur noch 4 bis 5 mm tief eindrang, ein weniger zu belastender Pfahl darf noch 15 bis 20 mm eindringen.

An Stelle der hölzernen Ramm-Pfähle hat man schon vielfach eiserne versucht, aber ohne rechten Erfolg, da diese durch die Schläge leicht zerbrochen oder verbogen werden. Aus diesem Grunde sind eiserne Schraubenpfähle (Abb. 39) eingeführt worden. Die Schrauben, von verschiedener Größe und Gestalt, wurden dann auch als Pfahlschuhe für hölzerne Pfähle benutzt und leisteten da vorzügliche Dienste, wo dem Einrammen unübersteigbare Hindernisse in den Weg traten. Diese Pfähle werden ohne Rammen eingesenkt. Die Schraubenschuhe verlaufen in kegelförmige Spitzen und haben Windungen von gleichen Ganghöhen.

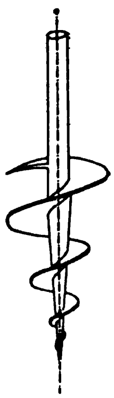


Abb. 39.



Abb. 40.

Ein anderes Verfahren, Pfähle ohne Rammen einzusenken, ist das sogenannte Spülverfahren. Die Pfähle (Abb. 40) werden hierbei durch eine gewöhnliche Ramme angesetzt, erhalten aber eine Längsnute, in welche ein Wasserzuführungsrohr eingelegt wird. Dasselbe ist am unteren Ende des Pfahles durch eine Krampe zu befestigen. Das obere Ende des Rohres wird gekrümmt und mit einem Gummischlauche versehen, der zur Verbindung mit dem eigentlichen Wasserleitungsrohre dient.

Sobald der Pfahl an der rechten Stelle steht, wird der Gummischlauch, den man nötigenfalls durch Einlegen von Gasröhren verlängern kann, mit dem auf dem Wasserleitungspfosten aufgeschraubten Standrohre verbunden, der Hahn des letzteren geöffnet und dadurch dem Druckwasser das Einströmen gestattet. Das an der Pfahlspitze ausströmende Wasser wühlt den Boden auf und der, wenn nötig zu belastende Pfahl beginnt zu sinken. Reicht ein Zuflussrohr nicht, so müssen zwei oder mehrere angewendet werden. Da wo keine Hochdruckwasserleitung vorhanden ist, kann dieselbe durch stetig wirkende Druckpumpen ersetzt werden. Vorteilhaft für das Einsenken ist es, den Pfahl durch fortgesetztes Hin- und Herdrehen

mittels Gabeln in dauernder Bewegung zu erhalten. Bei Sandboden, selbst wenn er grobkörnig ist, erfolgt das Sinken der Pfähle ziemlich leicht. Ist der Boden mit Schichten von Thon, Torf oder Bauschutt durchzogen, so kann das Einspülen durch leichte Rammschläge unterstützt werden, damit das Durchdringen dieser Schichten schneller vor sich geht.

Gewöhnlich wendet man dies etwas umständliche Verfahren da an, wo benachbarte Gebäude durch starke Rammschläge erschüttert und gefährdet werden können.

4. Die Gründung auf liegendem Roste.

Ist eine besonders breite Unterbaugrundfläche erforderlich, so kann man mit Vorteil den sogenannten liegenden Rost anwenden. Derselbe besteht aus sich kreuzenden Bohlen oder Schwellen. Im ersteren Falle wird er Bohlen-, im zweiten Schwellen- oder Streckrost genannt. Der Bohlenrost, der aus 8 bis 10 cm dicken Längs- und ebenso starken Querbohlen besteht, die 1 bis 1,25 m von einander entfernt liegen, kommt nur unter ganz leichten Bauwerken zur Anwendung.

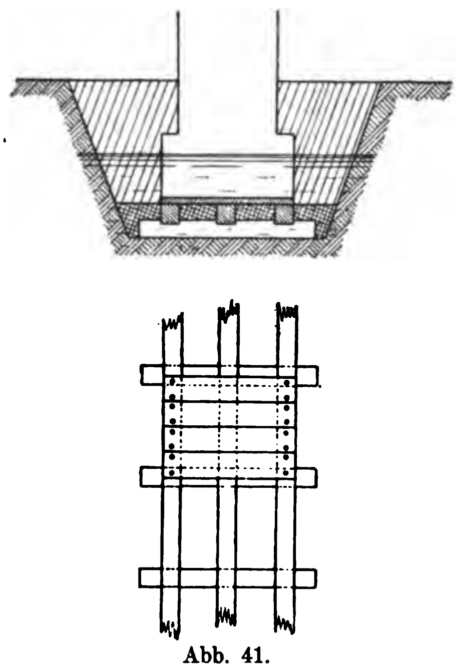


Abb. 41.

Bei dem Schwellenrost (Abb. 41) sind die Querschwellen etwa 25 bis 30 cm breit und 15 bis 25 cm hoch; sie werden in 1 bis 1,5 m Entfernung von einander verlegt. Die Langschwellen haben einen Querschnitt von 20×30 cm und ihre Entfernung von Mitte zu Mitte beträgt etwa 1 m. Die Bohlen, mit welchen der Streckrost abgedeckt wird, sind 8 bis 10 cm dick. Die Zwischenräume zwischen Schwellen- und Bohlenbelag sind mit Thon, Bruchsteinmauerwerk oder Beton auszufüllen. Auch der liegende Rost muss mit seiner Oberkante wenigstens 0,5 m unter dem niedrigsten Grundwasserspiegel liegen.

Während beim vorherbesprochenen stehenden Roste ein Setzen fast ausgeschlossen ist, erfolgt es beim liegenden Roste, wenn die auf demselben ruhende Last wächst. Dies Setzen erfolgt aber fast gleichmäßig und beträgt bei einer Belastung von 30000 kg/qm, bis zu welcher man im äußersten Falle gehen kann, etwa $1^1/_2$ cm.

Müssen die Rostbauten in offenem Wasser vorgenommen werden, oder in der Nähe desselben, so muss man, um das Unterspülen des Rostes zu verhindern, eine Spundwand anordnen, welche auch da ein bewährtes Sicherungsmittel ist, wo es sich darum handelt, das Erdreich eines Bauplatzes zusammenzuhalten.



Abb. 42.

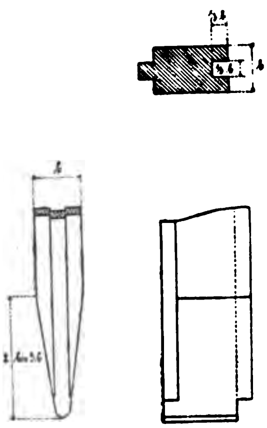


Abb. 43.

Dergleichen Spundwände (Abb. 42) sind entweder Bohlenspundwände oder Kantholzspundwände. Erstere macht man gewöhnlich aus Halbholz von 8 bis 10 cm Dicke, die andere aus Gangholz von 16 bis 20 cm. Die einzelnen Spundhölzer sind durch Feder und Nut, welche zusammen die sogenannte Spundung darstellen, mit einander verbunden (Abb. 43). Am zweckmäßigsten ist hierbei die quadratische Spundung, bei der die Federbreite und -Höhe gleich $^1/_3$ der Holzdicke ist.

Die Spundhölzer werden an ihrem unteren Ende etwas zugeschärft, bei sehr festem Boden auch mit eisernen Schuhen versehen und wie die Pfähle eingerammt. Die Breite der Hölzer nimmt man so groß wie möglich, weil dadurch Rammarbeit gespart wird, doch darf man die Hölzer auch nicht zu breit machen, damit sie nicht zersplittert werden; 25 und 35 cm sind zweckmäßige Grenzen.

Zwischen den einzelnen Spundhölzern entstehende Ritzen werden mit Moos u. dergl. verstopft. Will man eine große Dichtheit erreichen, so lässt man die Feder die Nut der Spundung nicht ganz ausfüllen und gießt den freibleibenden Zwischenraum mit flüssigem Zementmörtel aus.

Müssen Spundwände sehr tief eingeschlagen werden und haben dieselben einen großen Widerstand zu leisten, so rammt man an den Ecken Spundpfähle von besonderer Stärke ein, lässt andere

gleichstarke in Entfernungen von 1,5 bis 2,5 m folgen und bringt zwischen diese eine schwächere Spundwand hinein.

Die Spundwände erhalten meist zu ihrem oberen Abschlusse einen Holm, der mit durchlaufender Nut versehen ist.

Hat die Spundwand die Sohle eines liegenden Rostes vor dem Unterspülen zu sichern, so darf sie mit dem Roste nicht in feste Verbindung gebracht werden, weil letzterer sich setzt, was bei der Spundwand ausgeschlossen ist. Macht aber ein stehender Rost die Anlage einer Spundwand nötig, so dürfen beide innig mit einander verbunden werden, da ja auch beim stehenden Roste ein nachträgliches Setzen ausgeschlossen ist. Hier hilft also die Spundwand mit tragen.

Eine andere Einrichtung zur Umschließung der Baugrube bei Zudrang von Wasser oder bei Gründungen unter Wasser bilden die Fangedämme.

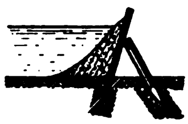


Abb. 44.

Man unterscheidet einfache und Kastenfangedämme. Die einfachen (Abb. 44) werden bis zu 1,5 m Wasserstand angewendet. Dabei sind Spitzpfähle in Entfernungen von 1,25 bis 1,5 m von einander einzurammen und mit Holmen zu verbinden, gegen welche eine starke 50 bis 60 cm in den Boden reichende Bretterwand gestellt oder gelehnt wird. Zur Dichtung wird Erde oder Dünger angeschüttet und festgestampft.

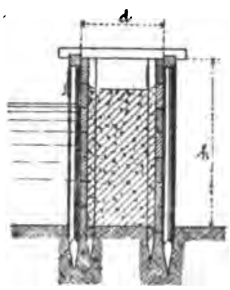


Abb. 45.

Kastenfangedämme (Abb. 45) werden bei Wasserständen über 1,5 m benutzt. Sie bestehen aus zwei Wänden, die durch Zangen in ihrer Stellung gehalten werden. Der Raum zwischen beiden wird mit lehmiger trockner Erde oder mit einem Gemisch aus Lehm und Sand ausgestampft.

Die Dicke der Kastenfangedämme nimmt man

$$d = \frac{h}{2} + 1,25 \text{ m}.$$

5. Die Gründung auf Sandschüttung.

Sandboden ist bei genügender Mächtigkeit ein sehr guter Baugrund, wenn Vorsichtsmaßregeln gegen eine Unterspülung, gegen ein Ausweichen oder gegen ein Verlaufen des Sandes getroffen sind.

Man wendet deshalb auch häufig eine Sandschüttung als künstliche Gründung an. Namentlich hat man damit bei sehr nachgebendem, nicht allzu tief liegendem Baugrunde recht gute Erfolge gehabt. Der verwendete Sand, welcher rein, grobkörnig und scharfkantig sein muss, wird lagenweise in Schichten von 10 bis 15 cm eingebracht und unter Zusatz von Wasser festgestampft oder gewalzt. Gegen etwa zu befürchtenden Wasserandrang ist die Schüttung durch Spundwände zu sichern. Die Sandunterlage nimmt durch das Stampfen eine gewisse Spannung an, die Körner setzen sich fest gegeneinander, so dass sie gewölbeartig tragen.

In der folgenden Skizze (Abb. 46) ist die einfachste Art der Gründung auf Sandschüttung dargestellt, die natürlich nur für leichte Bauwerke angewendet werden darf. Wie man sieht, ist hierbei eine Verdichtung des tragenden Bodens auf einfachste Weise erzielt worden.

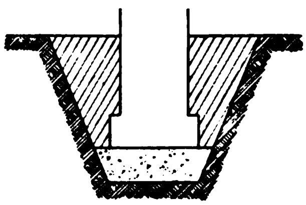


Abb. 46.

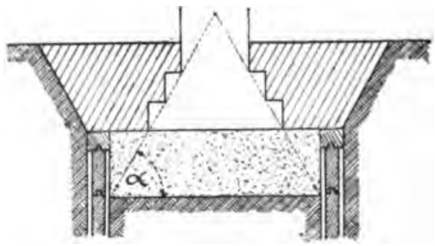


Abb. 47.

Die in der zweiten Skizze (Abb. 47) dargestellte Gründungsart ist bei sehr großen und schweren Bauwerken in schlechtem Baugrunde mit bestem Erfolge benutzt worden. Es empfiehlt sich, den Winkel α zu 45^0 bis 60^0 anzunehmen.

Die zulässige Belastung für einen solchen, durch Sandschüttung künstlich verbesserten Boden wird zu 20 000 bis 30 000 kg für das Quadratmeter angenommen, wenn die Schüttung die Stärke von wenigstens 2 Metern besitzt.

6. Die Gründung auf Betonunterlage.

Unter ähnlichen Voraussetzungen, wie auf Sandschüttung kann eine Gründung auch auf Betonunterlage ausgeführt werden. Letzteres ist zwar etwas kostspieliger, aber auch noch wirksamer als ersteres.

Beton ist eine Art Mörtel, der aus groben Steinbrocken, Ziegelstücken, Kies, Sand und hydraulischem Kalk oder Zement besteht,

welcher Mörtel hier aber nicht nur als Bindemittel dient, sondern zur Bildung selbständiger Baukörper benutzt wird.

Der Beton wird in zweierlei Gestalt verwendet, als Gussbeton und als Stampfbeton. Der Gussbeton wird mit Wasser zu einer dickflüssigen Masse angerührt, welche in die Baugrube gegossen wird, wo sie nach und nach zu einem festen Körper erstarrt.

Folgende Mischungen haben sich besonders bewährt:

Fetter Zementbeton:

Zement : Sand : Steinschlag = 1 : 4 : 4 (in Raumteilen).

Magerer Zementbeton:

Zement : Sand : Steinschlag = 1 : 3 : 6.

Zementkalkbeton:

Zement : Kalk : Sand : Steinschlag = 1 : 1 : 4 : 8.

Gelöschter Kalk in Pulverform beigemengt, erhöht die Dichtheit des Betons wesentlich. Der Steinschlag soll Wallnussgröße haben.

Ist Grundwasser vorhanden, so muss die Betonmischung verhältnismäßig fetter gemacht werden. Kommen die Mischungen dagegen im Trocknen zur Verwendung, so dürfen die Sand- und Steinzusätze vergrößert werden.

Beim Stampfbeton, für den sich folgende Mischung bewährt hat:

Kalk : Zement : Sand : Steinschlag = 0,6 : 1 : 7 : 9

werden die einzelnen Teile auf einem Bretterboden trocken zusammengeschaufelt und unter leichtem Besprengen mit Wasser gehörig gemischt. Der Betonmischung darf aber nur soviel Wasser zugesetzt werden, dass sie wie halbfeuchte Erde erscheint und sich noch nicht zusammenballt. Diese Masse wird schichtenweise in die Baugrube eingestürzt, möglichst gleichmäßig ausgebreitet und fest gestampft. Beim Stampfen mit der eisernen Handramme oder dem Stampfer schiebt sich dann die richtig ausgenässte Mischung fest zusammen. Das Rammen oder Stampfen hat aufzuhören, sobald auf der oberen Betonfläche Wasser erscheint. Bei zuviel Wasser bleibt der Beton weich und verwandelt sich beim Stampfen in eine schwammige Masse.

Die Auswahl des zur Betonherstellung verwendbaren Sandes hat mit Sorgfalt zu geschehen. Man nimmt am besten Fluss- oder gewaschenen Kiesgrubensand; feldspathaltige Sande sind nicht zu gebrauchen, da sich die größeren Feldspatkrystalle unter der Einwirkung der eisernen Stampfen in einzelne Blättchen zerspalten und auf diese Weise ein gleichartiges Zusammenfügen der Masse verhindern.

Der Beton erhärtet nach und nach, was, wie schon bemerkt wurde, je nach der Sorte des verwendeten Zementes tage- bis wochen-

lang dauern kann, zu einer zusammenhängenden Masse oder zu einem einzigen Block und erlangt die Festigkeit guter Bruchsteine. Hierauf beruht auch die vorteilhafte Eigenschaft des Betons, bei Gründungen ein gleichmäßiges Setzen zu bewirken.

Die Betongründung ist besonders für weiche und wasserhaltige Bodenarten zu empfehlen, muss aber hierbei durch Spundwände geschützt werden. Auch wendet man sie an, wenn auf festeren Massen, welche keine gleichmäßige Dichtigkeit haben, wie z. B. die Halden der Bergwerke schwerere Bauwerke errichtet werden sollen.

Um Grundbauten in stark pressbarem Boden herzustellen, wird der Grundgraben in dem Grade breiter angelegt, je zusammendrückbarer die Bodenart und je größer das auf die Bausohle pressend wirkende Gewicht ist.

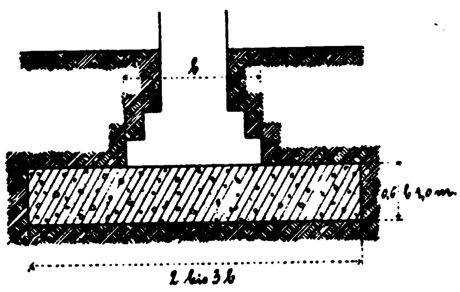


Abb. 48.

Als Stärke der Betonunterlage (Abb. 48) genügt in den meisten Fällen 0,60 bis 1,00 Meter. Die Breite derselben nimmt man gleich dem doppelten bis dreifachen der Bauwerkssohlenbreite an. Die zulässige Belastung eines 0,6 bis 1,0 m starken Betonunterbaues beträgt für nachgiebigen Grund etwa 30 000 kg, für nicht nachgiebigen Untergrund aber 40 000 bis 50 000 kg/qm. Ist der Boden ganz weich, so legt man über den ganzen Bauplatz eine Betonschicht, welche bei 1 bis 1,5 m Stärke genügt, die schwersten Bauwerke sicher zu tragen.

Bei hohen Bauwerken, wie z. B. Fabrikschornsteinen, die starkem Winddrucke ausgesetzt sein können, ist es zweckmäßig und empfehlenswert, in die Betonunterlage starke Eisenträger, alte Eisenbahnschienen oder dergleichen einzubetten, durch welche etwa auftretende Kantenpressungen aufgenommen werden können. Dasselbe Verfahren empfiehlt sich auch für gebrächen Untergrund.

Die Betongründungen werden auch mit Vorteil da angewendet, wo die Baugrube nicht trocken gelegt werden kann, so dass stets Wasser in derselben steht.

Bei Gründungen unter Wasser wird der Beton fertig gemischt in Kästen, Säcken oder Körben bis auf den Boden versenkt und

ausgeschüttet. Die versenkten Betonmassen werden dann nach Möglichkeit zusammengedrückt und müssen vor Ausspülung des Bindemittels geschützt werden. Das Wasser muss deshalb möglichst ruhig stehen.

Bei größeren Wassertiefen verfährt man wie folgt: Man stellt zunächst ein festes hölzernes Gerüste her, welches Eisenbahnschienen trägt, auf denen sich ein wagenartiges Gestelle hin- und herbewegen kann. Dies Gestelle trägt ebenfalls Eisenbahnschienen, die jedoch rechtwinklig zu den ersterwähnten liegen. Auf dem obersten Gleise fährt ein einen Betontrichter tragender Wagen. An dem Betontrichter ist eine Lutte angebracht, deren Länge nach Bedarf geändert werden kann. Mit Hilfe dieser Einrichtung kann jede Stelle der Baugrube mit Beton versehen werden. Damit dies gleichmäßig geschehe, ist am untern Ende der Lutte eine schwere Walze angebracht, die das Ebenen des Betons bewirkt.

Ein eigenartiges, hier noch zu erwähnendes, Betongründungsverfahren ist von Neukirch in Bremen ersonnen worden.*) Dasselbe hat sich, wie verschiedene Ausführungen ergaben, auch bereits praktisch bewährt. Es ist jedoch nur da ausführbar, wo auf Kies und sandigem Boden unter Wasser gegründet werden muss. Das Verfahren bezweckt die Versteinerung des Sandes unter Wasser durch Einführung von Zementpulver mittels gepresster Luft. Während es seither bei Gründungen unter Wasser vielfach erforderlich war, zunächst die Baugrube auszuheben, ist dies bei Anwendung des Neukirchschen Verfahrens nicht erforderlich. Will man die Form des herzustellenden Unterbaues genau begrenzen, so kann man dies durch Eintreiben von leichten Spundwänden thun.

Um den Kies oder den sandigen Boden in einen festen Steinkörper zu verwandeln, wird Zement in Staubform, wie er aus der Fabrik kommt, durch einen starken Luftstrom in den Sand hineingeblasen. Der erforderliche Luftdruck kann dabei durch eine Luftpumpe erzeugt werden.

Der Zement wird dem Luftstrome durch eine Düsenvorrichtung nach Art eines Strahlgebläses zugeführt. Zur Einführung des Luftstromes in den Sandboden dient ein eisernes Rohr, welches unten etwas zugespitzt ist und an dieser Spitze einige Löcher für das Einblasen des Luftstromes in den Sand besitzt. Das Rohr ist von solcher Länge, dass mit ihm die Sohle des beabsichtigten Unter-

*) Zeitschr. d. Vereines deutscher Ingenieure XXXIV, 1890, S. 861.

baues erreicht werden kann. Durch einen biegsamen Gummischlauch wird es mit der Luftleitung in Verbindung gesetzt und an einem dreifüßigem Bocke aufgehängt. An diesem Dreifuße ist eine kleine Winde angebracht zum Heben und Senken des Rohres.

Die Arbeit beginnt mit einer Einteilung der Baustelle, nach welcher das Rohr für das Einblasen des Zementpulvers in Entfernungen von je 20 bis 30 cm in den Boden einzuführen ist. Dieser Entfernung und der beabsichtigten Tiefe des Fundamentes entsprechend wird die Zementmenge bemessen, welche bei jeder Einführung des Rohres einzublasen ist und durch einen verschließbaren Trichter in einen besonderen Zementbehälter gefüllt wird.

Das Rohr wird zuerst mit reiner Luft bis auf die vorgeschriebene Tiefe hinuntergeblasen, wobei es durch den an der Spitze des Rohres austretenden starken Luftstrom stets freigehalten wird, so dass man in reinem gewachsenen Sandboden unter Wasser das Rohr in Zeit von einer halben Minute etwa 4 Meter tief einführen kann. Nachdem die gewünschte Tiefe erreicht ist, wird dem Luftstrome Zement zugeführt und mit der Luft in den Boden eingeblasen, während das Rohr langsam hochgezogen wird. Infolge des Einblasens der Pressluft beginnt an der Baustelle eine kochende Bewegung des Wassers und Sandes, wodurch eine innige Vermischung des Zementes mit dem Sandboden verursacht wird. Dabei werden die einzelnen Sandkörner fest aneinander gerüttelt, sodass eine gute Verbindung durch den eingeblasenen Zement entsteht. Das vollständige Erhärten des auf diese Art hergestellten Betons dauert mehrere Wochen.

Die Gründung auf Betonunterlagen kann, den einzelnen Fällen gehörig angepasst, sämtliche andere Gründungsarten ersetzen und wird namentlich vielfach da, wo sonst ein Pfahl- oder Schwellrost auszuführen wäre, an Stelle dieser mit Vorteil angewendet werden können.

In weit höherem Grade als bei den Konstruktionen des einfachen Hochbaues, welche für die Zwecke dieses Buches in Frage kommen und für welche die besprochenen Gründungsverfahren fast stets genügen, machen sich bei den Gründungen vieler Wasser- und Brückenbauten Schwierigkeiten geltend. Auf dieselben hier einzugehen, würde zu weit führen. Man hat es hierbei mit Arbeiten zu thun, wegen deren auf die betreffenden Sonderwerke für den Wasser- und Brückenbauingenieur verwiesen werden muss. Bemerkt werden mag nur, dass viele der beim Brückenbau u. s. w. zur An-

wendung kommenden Gründungsverfahren große Aehnlichkeit mit den aus der Bergbaukunde bekannten Schachtabteufungsverfahren haben; so ist dies z. B. mit der Pressluftgründung und dem Gefrierverfahren der Fall.

Zum Schlusse seien nur noch einige Worte angefügt über

7. Die Maschinenfundamente.

Diese liegen gewöhnlich so tief, dass sie wenigstens teilweise vom Grundwasser und den größten Teil des Jahres hindurch vom Tagewasser feucht erhalten werden. Feuchtes Mauerwerk ist, wenn es fest werden soll, in hydraulischem Mörtel auszuführen. Der zu solchen Fundamenten geeignetste und in neuerer Zeit auch am häufigsten benutzte Mörtel ist der Zementmörtel, den wir zu Anfang unserer Betrachtungen bereits kennen lernten. Die Fundamente können in natürlichem oder künstlichem Steinmateriale aufgeführt werden. Natürliche Steine wie Sandstein- oder Granitquader binden nicht so gut mit Zement wie Ziegelsteine, geben infolgedessen ein nicht so festes Mauerwerk und werden, da sie gewöhnlich teurer sind als die letzteren zu Maschinenfundamenten nicht mehr häufig angewandt. Nur zur Durchführung von Ankerlöchern durch die Fundamente und zur Stützung von Ankerplatten, sowie zur Abdeckung gemauerter Fundamente gebraucht man sie hie und da noch. In letzterem Falle haben sie nur den Zweck, eine genaue, glatte Oberfläche, welche das Aufstellen der Maschine erleichtert, zu ergeben. Sie können dann aber mit Vorteil durch starke gusseiserne Platten ersetzt werden. Da gewöhnliche Ziegel weder genügende Festigkeit noch genügende Beständigkeit gegen die Einflüsse der Nässe besitzen, so bleiben als beste Baustoffe für Maschinenfundamente nur das sogenannte Klinkermauerwerk und der Stampfbeton übrig. Die Klinker müssen nass vermauert werden und zwar müssen sie gänzlich vom Wasser durchzogen sein. Behufs Ausführung der Fundamente schachtet man zuerst die Baugrube aus. Ist der Baugrund gut, so kann man die erste Klinkerschicht in Zement gleich auf die geebnete Sohle der Grube legen, um auf dieser weiter zu mauern. Trifft man dagegen schlechten Baugrund, so muss man ihn auf irgend eine der schon besprochenen Arten künstlich befestigen, also etwa einen liegenden Rost oder ähnliches anwenden. Ehe man zu mauern beginnt, was zweckmässigerweise im Kreuzverbande*) geschieht, hat man die Mittellinien der Maschine ab-

*) Vergl. weiter unten S. 64.

zuschnüren und in geeignete Stellen der Umfassungswände des Gebäudes oder in eigens dazu eingerammte Pfähle Nägel so einzuschlagen, dass man an ihnen jederzeit die Schnuren wieder befestigen kann.

Man arbeitet zuerst nur nach Zeichnung, bis man an die Ankerlöcher kommt, dann bringt man an die Stellen, an welche Ankerlöcher kommen, Eisenrohre, die sicher in ihrer Lage gehalten werden müssen und ummauert dieselben oder man stellt nach v. Reiche, (Abb. 49 und 50), über der Baugrube einen in der Maschinenfabrik aus 2 bis 3 cm starken Brettern hergestellten Modellboden

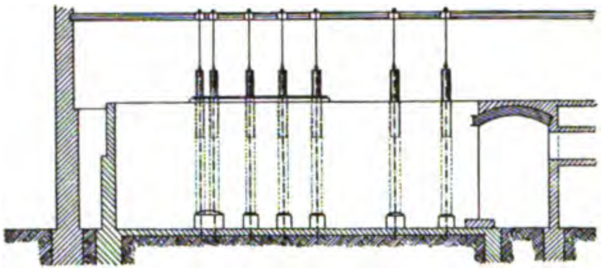


Abb. 49.

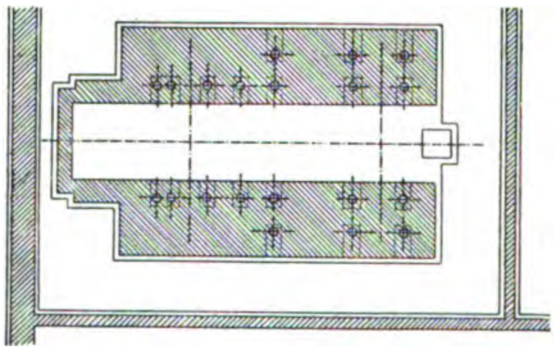


Abb. 50.

auf, der ungefähr den Maschinenrahmen darstellt und alle Mittellinien des Fundamentes, sowie alle Löcher für die Ankerschrauben enthält. Dieser Boden muss so hoch aufgestellt werden, dass beim Legen der obersten Steinschicht die Maurer noch bequem darunter arbeiten können. Die Ankerlöcher in diesem Bretterboden werden durchbohrt. Hierauf fertigt man glatt bearbeitete Holzprismen oder Holzcylinder an, die den gleichen Querschnitt wie die Ankerlöcher und etwa 1 m Länge haben. Jedes solche Prisma wird vermittels

einer Schnur an den Bretterboden genau in der Mitte eines Ankerloches aufgehängt. Die Prismen zieht man dann in demselben Maße, in welchem das Fundamentmauerwerk wächst, nach oben. Man baut nun zuerst die gusseisernen Ankerplatten ein, welche mit einem Ankerloche versehen sind, und legt diese so, dass das Loch sich genau unter dem Prisma befindet. Statt der gusseisernen Platten wendet man hie und da, wie schon gesagt, auch noch große Quader aus Sandstein oder Granit an. Sodann führt man das Mauerwerk bis oben auf, indem man täglich die Schnuren aufspannt und dafür sorgt, dass der Modellboden sich nicht verschiebt, sowie beobachtet, dass die Prismen immer lotrecht unter den Ankerlöchern im Bretterrahmen hängen.

Die erwähnten Eisenrohre oder Büchsen jedoch, welche da, wo sich die Ankerlöcher befinden, in den Fundamentkörper eingesetzt und ummauert oder mit Zementmörtel umgossen werden, erfüllen den Zweck, den Ankerschrauben ihre richtige Lage zu sichern in einfacherer Weise. Diese Büchsen lässt man hie und da im Mauerkörper sitzen und giebt ihnen in diesem Falle eine nach der Zeichnung genau bestimmte Länge, häufig aber entfernt man sie nach der Fertigstellung des Fundamentes wieder. Dreht man sie während des Baues zu geeigneten Zeiten um ihre Achsen, so dass sie nicht anhaften können, so erhalten die Ankerlöcher ganz glatte Wände.

Das Zementklinkermauerwerk muss in den ersten 4 bis 6 Tagen durch fleißiges Begießen stets nass gehalten werden. Nach 8 bis 14, ganz sicher aber nach 28 Tagen kann dann die Maschine aufgesetzt werden.

Ganz ähnlich wird ein Maschinenfundament aus Beton hergestellt, wobei sich die Ausbuchsung der Ankerlöcher besonders empfiehlt.

Die Maschinenfundamente werden bis auf etwa 2 cm unter der erforderlichen oder vorgeschriebenen Höhe in der besprochenen Weise aufgeführt. Der Maschinenrahmen wird sodann auf gut eingeölte Keile von Hartholz, welche kein Wasser mehr ansaugen und sich nicht mehr verändern können, aufgesetzt.

Um den Rahmen herum errichtet man hierauf in der Entfernung von etwa 1 cm eine ungefähr 20 cm hohe leichte Brettereinfassung, gießt alsdann einen dünnflüssigen Beton in den so gebildeten Raum und stampft ihn gut ein. Hat man nun noch dafür gesorgt, dass die Luft leicht aus den Auflagen entweichen kann, so

legt sich dieser Betonguss ausserordentlich dicht an die Unterflächen des Maschinenrahmens an.

Die hölzernen Tragkeile kann man entweder später nach der Entfernung des stehen gebliebenen Gussrandes zwischen der Einfassung und dem Maschinenrahmen herausziehen oder mit den Kanten dieses Rahmens bündig abschneiden.

Die Einfassung und den Gussrand kann man bereits nach etwa 10 Stunden nach dem Einfüllen des Betons wieder beseitigen.

An Stelle des Untergiessens mit Zement findet häufig ein solches mit Schwefel oder Blei statt, wobei man gut thut, statt der Holzkeile Unterlagen aus dünnen Blechstücken anzuwenden.

Werden Gusseisenplatten zur Abdeckung des Fundamentes benutzt, so wird mit diesen ebenso verfahren. Sind diese Platten auf ihrer Oberseite abgehobelt und ist dies auch mit der Unterseite des Maschinenrahmens der Fall, so lässt sich die Maschine sehr leicht und sicher in die richtige Lage bringen. Die Gusseisenplatten sind durch besondere Bolzen mit dem Fundamentkörper zu verbinden und an geeigneten Stellen mit Löchern zu versehen, durch welche beim Untergießen die Luft entweichen kann. Die Platten müssen natürlicherweise sehr sorgfältig in die Wage gebracht werden.

Da alle Maschinenfundamente Stößen und Erschütterungen ausgesetzt sind und zwar Fundamente für liegende mehr als solche für stehende Maschinen, so darf das Fundamentmauerwerk nicht mit den Umfassungswänden der Gebäude in Verbindung gebracht werden, weil sonst die Erschütterungen auf diese übertragen würden.

III. Bauteile.

Der in diesem Abschnitte zu behandelnde Teil der Baukunde bezieht sich vorzugsweise auf den sogenannten Hochbau oder Häuserbau und umfasst die Lehre von den bei demselben zur Anwendung gelangenden Konstruktionen oder die Baukonstruktionslehre.

Unter Baukonstruktion versteht man die nach bestimmten Regeln und Grundsätzen auszuführende Verbindung von Baustoffen zu Bauteilen, sowie die Zusammensetzung dieser Teile zu Bauwerken. Auf die Art und Ausführung der Bauteile haben demnach die zur Verwendung kommenden Baustoffe wesentlichen Einfluss und man hat deshalb von alters her Stein-, Holz- und Eisenkonstruktionen unterschieden, je nachdem die Bauteile der Hauptsache nach aus Stein, Holz oder Eisen hergestellt werden. Später sind hierzu noch andere getreten, die man als gemischte Konstruktionen bezeichnen kann, weil bei ihnen verschiedene Baustoffe gleichzeitig und gleichwertig zur Anwendung kommen. Besonders große Bedeutung haben die Konstruktionen erlangt, bei denen das Eisen in Verbindung mit dem Zemente auftritt. Der Zementeisenbau hat in neuester Zeit ganz außerordentlich an Verbreitung gewonnen und umfasst einige moderne Bauweisen, die berufen zu sein scheinen, eine große Anzahl von mehr oder weniger schwerfälligen Stein- und Holzkonstruktionen, die jetzt noch gebräuchlich sind, nach und nach zu verdrängen. Von den hierher gehörigen Bauweisen verdient vor allem die von Monier erwähnt zu werden, bei welcher Geflechte von Draht oder Gerippe aus Rund-, Flach- oder Profileisenstäben, die von Zementmörtel eingehüllt sind, benutzt werden.

Die Baukonstruktionen unterscheiden sich außer durch den vorherrschend zur Anwendung gelangenden Baustoff auch noch durch die Hauptformen, in denen derselbe auftritt. In vielen Fällen ist dies Auftreten massig, namentlich bei Steinkonstruktionen, bei denen

der Baustoff hauptsächlich auf Druck beansprucht wird; in andern Fällen dagegen tritt uns der Baustoff in der Gestalt von Stangen, Stäben u. s. w. entgegen, welche dann zu gerüstartigen Konstruktionen zusammengefügt sind.

Da Holz und Stein diejenigen Stoffe sind, die Jahrtausende lang fast allein zur Herstellung von Bauwerken benutzt wurden, so kommt es, dass man die gewöhnlichen Stein- und Holzbauteile in den meisten Fällen nicht besonders berechnet, ihre Abmessungen vielmehr auf Grund der Erfahrung schätzungsweise bestimmt und eine genauere Berechnung nur bei außergewöhnlichen und besonders wichtigen Ausführungen durchführt. Anders ist es mit den Eisenkonstruktionen und den Konstruktionen des Zementeisenbaues. Diese werden fast immer berechnet, denn bei ihnen sind Schätzungen weit schwieriger und unsicherer als bei jenen und es handelt sich hier meist um Bauwerke, die bei einem Mindestaufwand von Baustoff doch die erforderliche Sicherheit darbieten müssen. Bei der Berechnung der gewöhnlich gerüstartig aus einzelnen Stäben zusammengesetzten Eisenkonstruktionen handelt es sich darum, die durch die sogenannten äußeren Kräfte oder Belastungen, welche auf das Bauwerk einwirken, im Innern der einzelnen Konstruktionsteile hervorgerufenen Spannungen zu ermitteln und die Abmessungen jener Teile auf Grund der als zulässig anerkannten Beanspruchungen der Baustoffe zu bestimmen.

Nach diesen einleitenden Bemerkungen sollen nun im folgenden die Bauteile und ihre Herstellung gruppenweise näher betrachtet werden.

1. Die Zusammenfügungen.

Zu den Zusammenfügungen, wie sie hier zu besprechen sind, gehören die Steinverbände, die Holzverbindungen und die Eisenverbände.

Zur Herstellung der Steinkonstruktionen oder Mauerwerke können sowohl künstliche, als auch natürliche Steine verwendet werden; auch kann man sie sämtlich aus einer gieß- oder knetbaren Masse aufführen, die, nachdem sie in die dem jeweiligen Zwecke entsprechende Gestalt gebracht ist, nach und nach erhärtet und unter gewissen Bedingungen schließlich die Festigkeit der Steine annehmen kann.

Das Mauerwerk im engeren Sinne wird aus einzelnen Steinen zusammengesetzt. Das Kennzeichnende desselben liegt in der

schichtenweisen Anordnung der einzelnen Steine und in der Art und Weise, wie sie an einander gereiht oder mit einander verkettet sind. Diese Verkettung wird ein Steinverband genannt. Durch den Steinverband erhält das Mauerwerk die erforderliche Tragfähigkeit und Standfestigkeit, wenn man beim Ansetzen des Verbandes gewisse Regeln befolgt, die im folgenden mitgetheilt werden sollen.

Zwischen den einzelnen Steinen eines gemauerten Körpers entstehen Zwischenräume oder Fugen, von denen man zwei Arten, nämlich Lager- und Stoßfugen unterscheiden kann. Erstere trennen jedesmal zwei Schichten von einander und laufen meist wagrecht, letztere dagegen, welche meist senkrecht gerichtet sind, trennen die einzelnen Teile einer und derselben Schicht.

Als Hauptregel für das Ansetzen eines guten Verbandes gilt, dass die Stoßfugen in zwei übereinander liegenden Schichten nie aufeinander stehen dürfen. Dies gilt nicht nur für das Aeußere des Mauerwerkes, sondern auch für dessen Inneres. Ferner sollen in der Masse des Mauerkörpers, wenn derselbe aus künstlichen Steinen hergestellt ist, möglichst nur ganze Steine zur Verwendung kommen und nur an den Ecken, dem Anfange des Mauerwerkes und den Oeffnungen in demselben dürfen Ausnahmen hiervon stattfinden. Letztere Bemerkung gilt besonders für die Ziegelverbände, bei denen die zwischen den einzelnen Steinen befindlichen Fugen mit Mörtel ausgefüllt werden. Dem, was früher über die Größe der gebrannten Ziegelsteine bereits bemerkt wurde, ist hier noch hinzuzufügen, dass das Verhältnis der Breite eines Ziegels zu seiner Länge für einen guten Verband durchaus nicht gleichgiltig ist; es müssen vielmehr zwei Steinbreiten mit dem erforderlichen Zwischenraume für die Mörtelfuge die Länge eines Steines ausmachen. Die Höhe oder Dicke des Steines ist dagegen in Bezug auf dies Verhältnis gleichgiltig, nur ist es zweckmäßig, dass die Ziegel in ein und derselben Schicht gleiche Höhe haben, weil sonst ein unregelmäßiger, also schlechter Verband entstehen würde.

Bei dem Normalformate von 25 cm Länge, 12 cm Breite und 6,5 cm Dicke wird auf die Weite der Stoßfugen 1 cm gerechnet, denn es ist $2 \times 12 + 1 = 25$. Demnach ist bei Anwendung von Normalsteinen jede senkrechte oder Stoßfuge 1 cm weit zu machen. Die wagrechten Lagerfugen nimmt man stärker, gewöhnlich zu 12 bis 13 mm an, so dass auf die Höhe von 1 m 13 Schichten kommen.

Ein Ziegel, welcher die ganze Breite, aber nur $^3/_4$ der Länge eines ganzen Normalsteines hat, heißt ein Dreiviertelstein oder ein Dreiquartier. Ein Ziegel, welcher die ganze Länge, aber nur die halbe Breite eines ganzen Steines hat, wird ein Riem- oder Kopfstück genannt. Ein Ziegel, welcher die ganze Breite, aber nur die halbe Länge eines ganzen Steines hat, heißt ein Halbstein oder ein Zweiquartier. Steine, welche noch kleiner sind, nennt man im allgemeinen Quartierstücke.

Die Steine können in verschiedener Weise zu Schichten zusammengelegt werden.

Schichten, in welchen die Steine so auf der flachen Seite liegen, dass ihre Längsseite dem Beschauer erscheint, heißen Läuferschichten, die, welche die schmalen Seiten der Steine dem Beschauer zukehren, nennt man Binderschichten. Eine Schicht, die aus Steinen besteht, welche auf die langen schmalen Seiten gestellt sind, heißt eine Rollschicht und wenn die Steine in derselben hochgekantet sind, eine Kopfschicht.

Die besten und vollkommensten Ziegelverbände sind der Block- und der Kreuzverband. Von beiden Verbänden ist der Kreuzverband der festere, weil bei ihm der Fugenwechsel mannigfaltiger ist. Da aber die Festigkeit des Mauerwerks von der Beschaffenheit des verwendeten Mörtels in erster Linie abhängig ist, so wird im Laufe der Zeit, wenn der Mörtel erhärtet und fester wird, der Unterschied in der Festigkeit zwischen Mauerwerk im Blockverbande und solchem im Kreuzverbande immer geringer. Der Kreuzverband ist daher für solche Bauwerke besonders zu empfehlen, deren Festigkeit bald nach der Herstellung in Anspruch genommen werden muss. Für die übrigen Fälle ist der Blockverband, seiner leichteren Herstellbarkeit wegen vorzuziehen.

Bei beiden Verbänden werden die Ziegel auf die breite Seite gelegt und es wechseln bei ihnen in der Ansicht stets Läufer- mit Binderschichten ab. Eine Schicht kann aus verschiedenen Reihen bestehen, die dann entweder aus Bindern oder aus Läufern zusammengesetzt sind. Bei keiner Schicht kommen in der äußeren Ansicht Läufer und Binder gleichzeitig vor.

Um der Bedingung zu genügen, dass die Stoßfugen zweier Nachbarschichten nicht aufeinander kommen, muss man am Mauerwerksanfange in einzelnen Schichten geteilte Steine anwenden. Dies kann auf verschiedene Art geschehen. Beispielsweise kann man, um den Fugenwechsel einzuleiten, volle Läuferschichten nehmen,

muss aber dann in die Binderschichten Kopfstücke einlegen oder man kann volle Binderschichten nehmen und hat dann Dreiquartiere in die Läuferschichten einzuschalten.

Beim Blockverbande (Abb. 51) sind die Läuferschichten unter sich sämmtlich gleich, ebenso die Binderschichten unter sich. Es

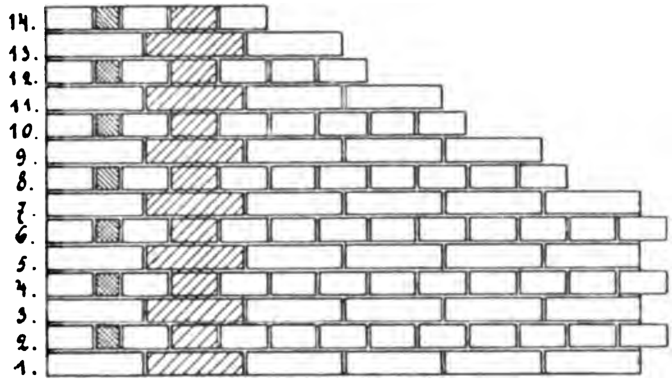


Abb. 51.

stimmen also bei diesem Verbande einerseits die 1 — 3 — 5 — 7 u. s. w. Schicht, sowie andererseits die 2 — 4 — 6 — 8 u. s. w. Schicht mit einander überein. Das Haupterkennungszeichen für den Blockverband ist die in der Abbildung durch weite Schraffierung hervorgehobene Figur. Die Steine, welche nicht die normale Größe haben, also die Dreiquartiere, Riemen u. s. w. sind in dieser wie in den folgenden Abbildungen durch enge Schraffierungen gekennzeichnet.

Die sogenannte Abtreppung ist beim Blockverbande ungleichmäßig, die sogenannte Verzahnung dagegen einfach regelmäßig. Abtreppung und Verzahnung sind am rechten Ende der Abbildung dargestellt.

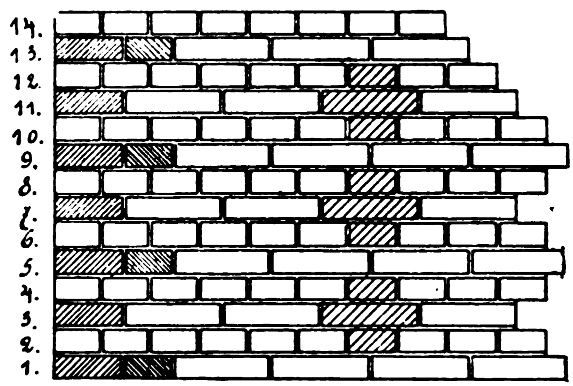


Abb. 52.

Beim Kreuzverbande (Abb. 52) ist, wie schon bemerkt wurde, der Fugenwechsel etwas vollkommener als beim Blockverbande. Man erreicht dies dadurch, dass man in die Hälfte der Läuferschichten Zwei-

quartiere einlegt. Die Erkennungsfigur für den Kreuzverband bildet eine Reihe übereinanderstehender voller Kreuze. Die Abtreppung ist gleichmäßig, die Verzahnung mehrfach regelmäßig. Beim Kreuzverbande stimmen die 1 — 5 — 9 — 13 — 17 u. s. w. Schicht, ferner die 2 — 4 — 6 — 8 — 10 u. s. w., sowie schließlich die 3 — 7 — 11 — 15 — 19 u. s. w. Schicht mit einander überein.

Die Verkettung der Steine im Innern des Mauerwerkes, die Bildung der Ecken bei rechtwinklig auf einander stoßenden Mauerkörpern, sowie endlich der Abschluss derselben bei Oeffnungen sollen bei den gemauerten Wänden im nächsten Abschnitte besprochen werden.

Weit unvollkommener als die [e]ben besprochenen Verbände sind die gotischen oder polnischen, sowie die holländischen Verbände, welche sich vom Block- und Kreuzverbande dadurch unterscheiden, dass bei ihnen in den Reihen der einzelnen Schichten Läufer und Binder gleichzeitig vorkommen, so dass die Stoßfugen teilweise auf einander stehen. Die Verkettung der Steine ist daher bei diesen Verbänden nicht so vollkommen, wie bei den früher erwähnten.

Auf die polnischen Verbände u. s. w. hier näher einzugehen, hat keinen Zweck, weil ganz ähnliche Anordnungen bei den nunmehr zu besprechenden Hausteinverbänden vorkommen.

Bei diesen Hausteinverbänden werden die Steine, wenn sie nicht zu groß sind, wie die Ziegelsteine durch Mörtel mit einander verbunden. Größere Steine dagegen verbindet man durch eiserne Klammern und Dübel oder durch steinerne Dollen, d. s. kurze prismatische Steinstücke, die je zur Hälfte in die beiden benachbarten, mit einander zu verbindenden Steine eingearbeitet sind oder endlich dadurch, dass man die Steine auf ihren Lagerflächen mit Nuten versieht, in welche Walzeisenstäbe eingelegt werden. Ganz große Steine haben meist auch glatt bearbeitete Seitenflächen und werden ohne jedes Bindemittel einfach aufeinander gelegt. Steine, die man nicht glatt bearbeitet, lassen bei ihrer Aufeinanderschichtung Lücken zwischen sich, die man durch kleine schieferige Steinstücke, sogen. Zwicker oder Zwicksteine ausfüllt (auszwickt).

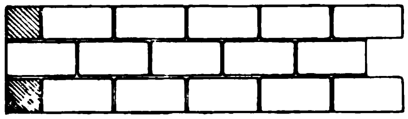


Abb. 53.

Bei dem Verbande der Hausteine setzt man dieselben entweder nur in Läuferreihen zusammen (Abb. 53) oder man wendet einen dem gotischen

Ziegelverbande entsprechenden Verband an (Abb. 54 und 55).

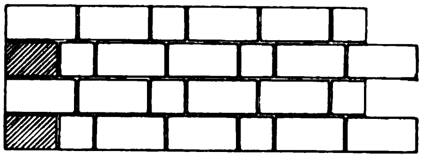


Abb. 54.

Werden die Hausteine so bearbeitet, dass die Fugen, welche sie zwischen sich lassen, sehr dünn sind und gleichmäßig verlaufen, während die Außenfläche der Steine glatt und eben erscheint, so bezeichnet man derartiges Mauerwerk als reine Arbeit. Solches Mauerwerk zeichnet sich durch hohe Festigkeit aus.

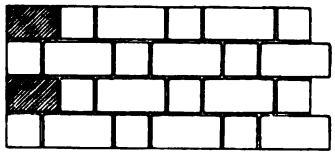


Abb. 55.

Bei Mauern aus Bruchsteinen ist darauf zu sehen, dass die Steine so verlagert werden, wie sie im Bruche anstanden oder gewachsen waren und dass die Steine einer Schicht möglichst gleich hoch sind. Dabei hat man in den einzelnen Schichten in gewissen Entfernungen größere Steine, sogenannte Binder einzulegen, die möglichst durch die ganze Stärke des Mauerwerkes hindurch gehen. Auch müssen besonders große Steine an die Ecken kommen. Die Zwischenräume zwischen den größeren Steinen werden ausgezwickt. Die Zwicker müssen, wie das ganze Mauerwerk, gut in Mörtel liegen.

Hier mag auch noch das aus den ältesten Zeiten stammende sogenannte Cyclopenmauerwerk erwähnt werden. Man unterscheidet dabei zwei Arten. Die eine besteht aus unregelmäßigen und unverbundenen Blöcken von beträchtlicher Größe, deren Lücken mit kleineren Steinen ausgefüllt sind; die andere aus vieleckig behauenen und sehr sorgfältig aneinander gepassten Steinen. Dies Mauerwerk nennt man auch Polygonmauerwerk.

Die Feldsteine sind gewöhnlich nicht lagerhaft und eignen sich daher nicht zur Ausführung von freistehendem Mauerwerke; sie können aber zu Fundamenten wohl benutzt werden; doch ist es empfehlenswert, ihnen vorher durch Zerschlagen eine Art von Lagerfläche zu geben.

Wie die Steinkonstruktionen aus Bausteinen, so werden die Holzkonstruktionen aus den sogenannten Bau- oder Zimmerhölzern zusammengesetzt.

Jede Holzkonstruktion besteht also aus mehreren Stücken, deren Anzahl meist durch die vorgeschriebene Form des herzustellenden Gegenstandes, oft aber auch durch die Gestalt und Größe der verfüg-

baren Hölzer bestimmt wird. Durch die mehr oder weniger große Anzahl der Teile wird eine gewisse *Wandelbarkeit* in die Konstruktion gebracht und das um so leichter, aus je mehr einzelnen Stücken die Konstruktion zusammengesetzt ist. Um diesen in der Natur der Sache liegenden Uebelstand möglichst unschädlich zu machen, sucht man die Zusammensetzungen der einzelnen Stücke so einfach und so fest als möglich herzustellen und hat zu diesem Zwecke eine Menge der verschiedensten Zusammenfügungen von Hölzern erdacht, die man allgemein unter dem Namen *Holzverbindungen* zusammenfasst. Um in die große Menge der verschiedenen Verbindungen eine gewisse Uebersichtlichkeit und Ordnung zu bringen, mögen dieselben im folgenden nach den durch sie anzustrebenden Zwecken in einzelne Gruppen geteilt werden. Diese Gruppen sollen und können jedoch, wie sie hier zu betrachten sind, nur die hauptsächlichsten und gebräuchlichsten Konstruktionen umfassen.

Die Holzverbindungen sind teils unmittelbare, bei denen durch die Holzstücke selbst die Verbindung erfolgt, teils mittelbare, bei denen die eigentliche Verbindung durch Hilfsstücke, wie Nägel, Bolzen, Klammern u. s. w. bewirkt wird. Da diese Hilfsstücke allgemein bekannt sein dürften, so brauchen dieselben hier nicht näher besprochen zu werden, man kann vielmehr sofort zur Betrachtung der Holzverbindungen selbst übergehen.

Die Verlängerung der Bauhölzer geschieht durch folgende Zusammenfügungen. Eine Verbindung, bei welcher die Hölzer um ein Stück ihrer Stärke und zwar um etwa die Hälfte in einander eingelassen werden, nennt man ein *Blatt* oder eine *Verblattung*. Die Länge der Verblattung wird mindestens gleich der Höhe des vollen Balkens gemacht, meist aber noch länger. Eine gewisse Festigkeit der Verbindung erzielt man durch Anwendung von *Holznägeln* oder *Eisenbolzen*, die in vorzubohrende Löcher von etwas knappem Durchmesser eingeschlagen werden. Die einfachsten Verbindungen dieser Art sind das *einfache gerade* (Abb. 56) und das *einfache schräge Blatt* (Abb. 57). Dieselben finden bei sogenannten Schwellen, d. h. bei Unterlagshölzern, Anwendung, die keinen in ihrer Längenrichtung wirkenden Zugkräften ausgesetzt sind.

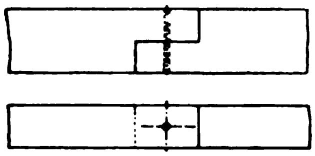


Abb. 56.

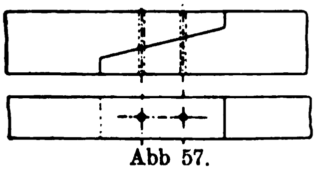


Abb 57.

Das Blatt mit dem Kamm oder das gerade Hakenblatt oder das doppelte Blatt (Abb. 58.) unterscheidet sich von dem einfachen Blatte dadurch, dass es eine kleine Erhöhung, den Kamm, trägt, der in eine entsprechende Vertiefung des andern Holzes eingreift. Zur festeren Verbindung werden auch hier wieder Holznägel oder Eisenbolzen benutzt. Durch den Kamm ist die Verbindung imstande, schwachen Zugkräften zu widerstehen. Das gerade Hakenblatt bekommt häufig einen schrägen Stoß und statt der Bolzen eine Verkeilung (Abb. 59). Das schräge doppelte Blatt oder das schräge Hakenblatt (Abb. 60) wird gern bei Schwell- und Pfahlrosten angewendet. Die Vereinigung wird durch zwei Holznägel oder besser durch Schraubenbolzen und durch eine Verkeilung bewirkt.

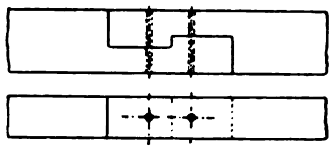


Abb. 58.

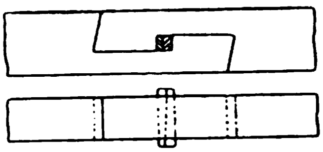


Abb. 59.

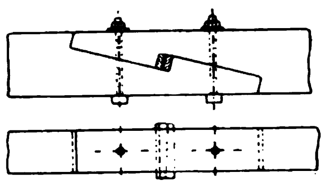
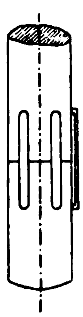


Abb. 60.

Zur Verlängerung aufrechtstehender, gedrückter Hölzer wendet man die sogenannten Aufpfropfungen (Abb. 61 und 62) an, bei denen besondere eiserne Hilfsstücke, wie Krampen und Senkel, Büchsen u. s. w. zur Erhöhung der Festigkeit der Verbindungen benutzt werden. Dasselbe ist bei der sogenannten doppelten Anblattung (Abb. 63), die bei aufrecht stehenden Hölzern von viereckigem Querschnitte vielfach ausgeführt wird, der Fall. Letztere Verbindung hält auch Zug aus. Derartige Anblattungen mit Hilfsstücken werden





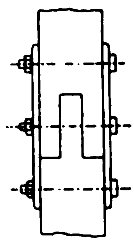


Abb. 61. Abb. 62. Abb. 63.

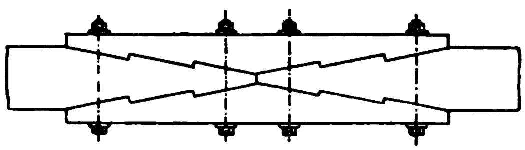


Abb. 64.

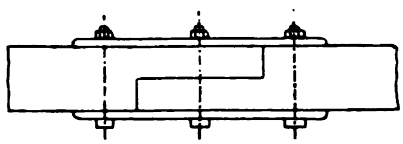


Abb. 65.

auch bei wagrechtliegenden Hölzern in den Fällen benützt, wo ein starker Zug in der Längenrichtung der Hölzer ausgeübt wird. Die Hilfsstücke können sowohl aus Holz als auch aus Eisen bestehen (Abb. 64 und 65).

Die Verbreiterung der Bauhölzer wird durch Falzung, durch verschiedene Spundungen oder durch sogenannte Federung bewirkt. Bei der Falzung (Abb. 66) sind beide Hölzer an beiden Längsseiten mit einem blattartigen Vorsprunge versehen und mit denselben aneinander gestoßen.

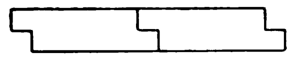


Abb. 66.

Die Quadratspundung (Abb. 67) haben wir schon früher, nämlich bei Besprechung der Spundwände kennen gelernt. Bei der Keilspundung (Abb. 68) schrägt man den einen Rand des Holzes keilförmig unter 30° von beiden Seiten ab und versieht den anderen Rand mit einer entsprechenden Nute. Bei der Federung (Abb. 69) endlich erhalten beide Seiten Nuten. Man macht die Feder etwa gleich $^1/_3$ der Holzstärke dick und $^2/_3$ der Holzstärke breit. Alle die so verbreiterten Hölzer werden außerdem noch durch Leim oder Kitt miteinander vereinigt.

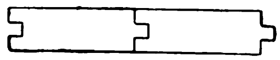


Abb 67.



Abb. 68.

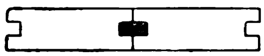


Abb. 69.

Die Verknüpfung der Bauhölzer erfolgt am einfachsten durch die sogenannte Versatzung, welche angewendet wird, wenn ein Verbandholz schräg gegen ein anderes schiebt und die in einem meist über die ganze Holzbreite gehenden leichten Einschnitt besteht. Man unterscheidet einfache (Abb. 70) und mehrfache (Abb. 71) Versatzung. Wird das geschobene Holz von dem schiebenden nahe an seinem Ende getroffen, so gelangt die sogenannte Fersenversatzung (Abb. 72) zur Ausführung. Sollen die Versatzungen allein größeren Schubkräften widerstehen und nicht im Verein mit anderen Verknüpfungsarten angewendet werden, so muss man Hilfsstücke, wie Schraubenbolzen hinzufügen, wenn die Verbindung fest werden soll.

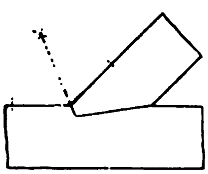


Abb. 70.

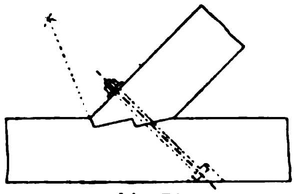


Abb. 71.

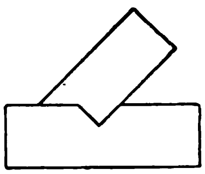
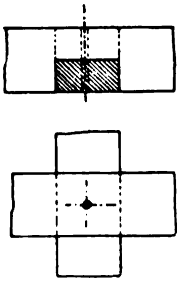
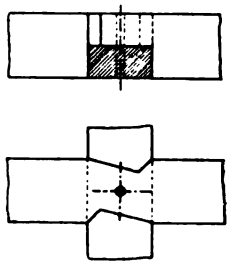


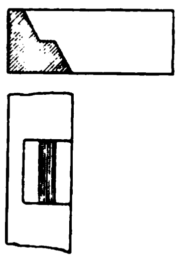
Abb. 72.

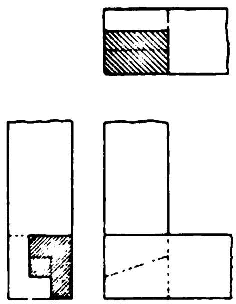
Eine Verblattung zweier sich unter einem rechten Winkel kreuzenden Hölzer zeigt Abbildung 73. Die Ausschnitte werden dabei bis zur halben Holzstärke geführt.

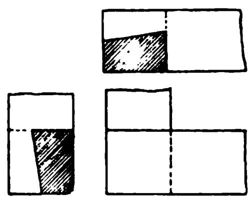
Bei der schrägen Ueberblattung (Abb. 74) erhält das eine Holz versatzungsartige Einschnitte. Diese Verblattungen sind durch Holznägel oder durch Eisenbolzen noch fester miteinander zu vereinigen.


Abb. 73.


Abb. 74.


Abb. 75.


Abb. 76.


Abb. 77.

Die Verblattung mit schrägem Stoße, welche in Abbildung 75 dargestellt ist, kommt bei starken Hölzern, wie z. B. Deckenbalken zur Ausführung. Sie gestattet eine leichte Auswechselung bereits liegender Balken.

Der Eckverblattung mit Haken oder der hakenförmigen Eckverblattung (Abb. 76) bedient man sich bei Hölzern, die in einer Ecke zusammenstoßen. Damit die Hölzer nicht verschoben werden können, führt man diese Verblattung schwalbenschwanzförmig aus.

Die Eckverblattung mit schrägem Schnitt (Abb. 77) ist eine recht zweckmäßige Verbindung, die ebenfalls an Ecken zur Anwendung kommt. Sie setzt aber voraus, dass das obere Holz genügend stark belastet ist, wenn eine Trennung der beiden Hölzer unmöglich sein soll.

Die Verkämmungen unterscheiden sich von den eben besprochenen Verblattungen durch die geringe Tiefe, auf welche die Hölzer beiderseitig in einander eingreifen. Auch liegen die Oberflächen verkämmter Hölzer nicht in derselben Ebene, wie dies bei

den Verblattungen der Fall war. Die Tiefe, auf welche die Kämme eingeschnitten werden, beträgt nur 3 bis 3,5 cm.

Ist nur das eine der beiden Hölzer mit einem solchen Einschnitte versehen, so spricht man von einer halben Verkämmung. Damit die beiden Hölzer dann nicht gegen einander verschoben werden können, müssen sie durch einen Nagel oder Bolzen oder eine Verdollung (Abb. 78) noch weiter mit einander vereinigt werden. Zu den Verkämmungen gehören ferner der einfache oder Seitenkamm (Abb. 79), der Mittelkamm (Abb. 80), bei dem die Stegbreite und die Kammausschnitte je gleich $^1/_3$ der Holzbreite angenommen werden; ferner der Kreuzkamm (Abb. 81) und die Eckverkämmung (Abb. 82).

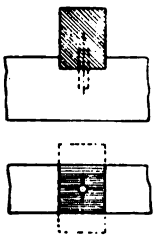


Abb. 78.

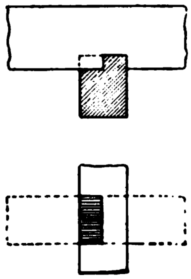


Abb. 79.

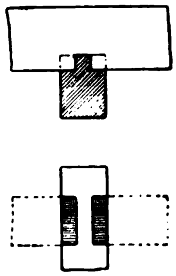


Abb. 80.

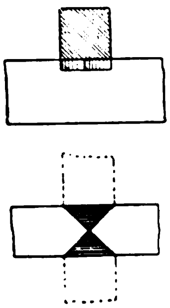


Abb. 81.

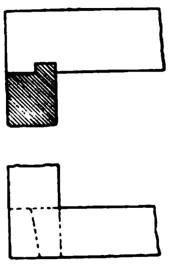


Abb. 82.

Eine besondere Sicherung durch Nägel kommt bei den Verkämmungen, mit Ausnahme der erwähnten halben Verkämmung, nicht vor; sie sind stets so eingerichtet, dass eine Verschiebung weder nach der einen noch nach der anderen Seite hin stattfinden kann.

Bei den Verzapfungen macht man die Zapfenbreite stets gleich $^1/_3$ der in Frage kommenden Holzstärke und die Zapfenhöhe meist gleich der Zapfenbreite.

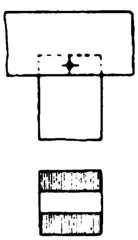


Abb. 83.

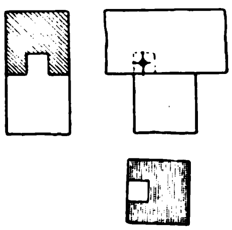


Abb. 84.

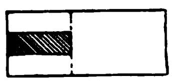


Abb. 85.

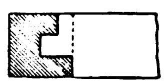
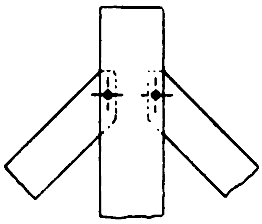
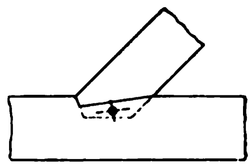


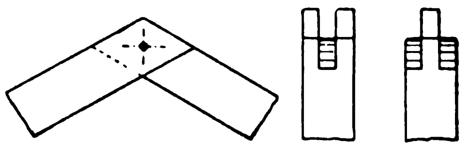
Abb. 86.

Zu erwähnen sind: der einfache oder Mittelzapfen (Abb. 83), welcher in der Mitte des Holzstückes steht, der zurückgesetzte

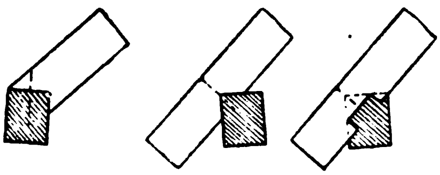
oder der geächselte Zapfen (Abb. 84), der Schlitzzapfen (Abb. 85.) und der Brustzapfen (Abb. 86), der wie die Verblattung mit schrägem Stoße eine leicht zu lösende Verbindung giebt. Außerdem sind die schrägen Zapfen (Abb. 87 und 88) zu erwähnen, die zur Anwendung kommen, wenn Hölzer unter einem schiefen Winkel zusammenstoßen, und die Gabel- oder Scherenzapfen (Abb. 89). Die schrägen Zapfen werden häufig mit einer Versatzung vereinigt. Bei den meisten Zapfen kommen Holznägel zur Anwendung.


Abb. 87.


Abb. 88.


Abb. 89.

Zu den Verknüpfungen gehören auch noch die sogenannten Aufklauungen (Abb. 90, 91 und 92), die namentlich bei Dachkonstruktionen vielfach zur Anwendung kommen. Bei denselben werden entweder beide Hölzer eingeschnitten, oder dies geschieht nur mit dem einen, während das andere unberührt bleibt. Beide Hölzer sind aber in allen Fällen durch Zusammennageln noch besonders zu binden.


Abb. 90. Abb. 91. Abb. 92.

Die Verstärkungen der Bauhölzer endlich werden am zweckmäßigsten in der Weise ausgeführt, dass man die Hölzer übereinander, nicht nebeneinander, anordnet, da ja die Tragfähigkeit eines Trägers in Beziehung auf den Querschnitt mit dem Quadrate der Höhe aber nur mit dem einfachen Verhältnis der Breite zunimmt. Diese Verbindungen, welche, wie bemerkt, zur Verstärkung der Tragfähigkeit freiliegender Hölzer dienen, wurden früher viel häufiger angewendet als jetzt, wo man bei Anwendung von Eisen viel einfacher und billiger zum Ziele kommt. Die Verstärkung erfolgt durch sogenannte Verzahnung, Verschränkung, Verdübelung oder Verbolzung. Verzahnte Träger, die aus zwei schwächeren Hölzern zusammengesetzt sind, welche durch genau aufeinander

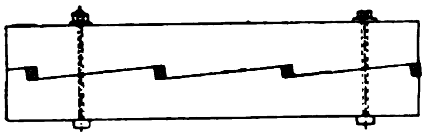


Abb. 93.

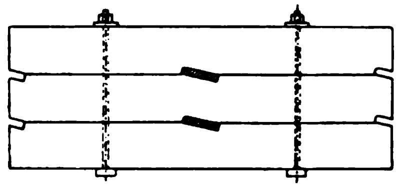


Abb. 94.

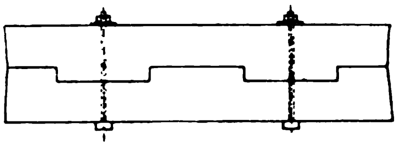


Abb. 95.

passende Zähne und Schraubenbolzen mit einander verbunden werden, sind sehr schwer genau herzustellen und werden deshalb fast gar nicht mehr angewendet. Häufiger kommt noch ein Träger zur Ausführung, bei dem das notwendige scharfe Zusammenpassen der beiden Balken durch Keile geschieht (Abb. 93).

Weit einfacher herzustellen sind die sogenannten verdübelten (Abb. 94) und die verschränkten Träger (Abb. 95). Die Entfernung zwischen zwei Dübeln, sowie die Länge eines Zahnes und einer Verschränkung nimmt man gewöhnlich zu etwa 85 cm an, die Stärke der Dübel und Keile, sowie die Höhe der Zähne und Verschränkungen zu $^1/_8$ bis $^1/_6$ der Trägerhöhe. Die verbolzten Träger (Abb. 96) sind am leichtesten herzustellen; sie sind am tragfähigsten, erlauben die verschiedensten Anwendungen und können den weitestgehenden Anforderungen genügen.

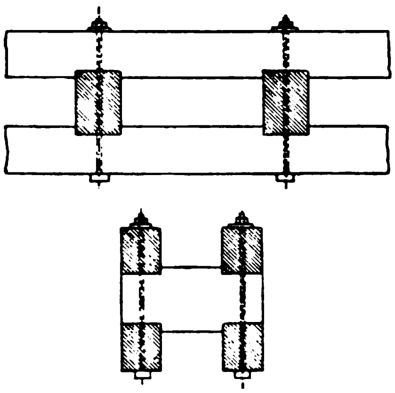


Abb. 96.

Bei den Eisenkonstruktionen kann eine Zusammenfügung der einzelnen Bauteile selten ohne besondere Hilfsmittel und Hilfsverfahren ausgeführt werden. Als solche sind die folgenden Arbeiten anzusehen.

Das Schweißen, die bekannte Schmiedearbeit, dient dazu, verschiedene Eisenstücke zu einem Ganzen zu vereinigen. Näher auf das Schweißen einzugehen, liegt außerhalb des Rahmens dieser Betrachtungen; nur mag hier hervorgehoben werden, dass selbst die gelungenste Schweißstelle niemals die Festigkeit des ungeschweißten Eisens haben kann und dass Schweißungen deshalb nur mit Vorsicht anzuwenden sind.

Das Löten ist dasjenige Verfahren, durch welches Eisenflächen mittels eines anderen, in geschmolzenem Zustande zwischen dieselben gebrachten, nachher erstarrenden Metalles, eines Lotes, verbunden werden. Auch hier verbietet uns der Zweck unserer Betrachtungen ein näheres Eingehen.

Durch das Vernieten vereinigt man zwei Eisenstücke entweder unmittelbar oder mit Hilfe eines oder zweier aufgelegter Hilfsstücke, sogenannter Laschen, mit einander. Man unterscheidet ein- und

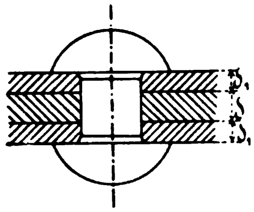


Abb. 97.

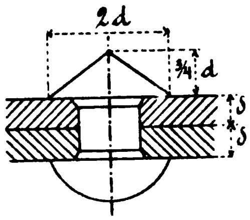


Abb. 98.

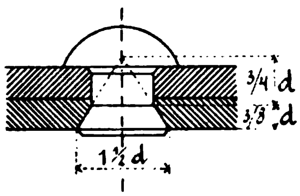


Abb. 99.

zweischnittige Vernietung. Letztere (Abb. 97) ist der ersteren (Abb. 98 und 99) vorzuziehen. Unter einem Niet oder einer Niete (Abb. 100) versteht man ein nagelähnliches Eisenstück, welches einen cylindrischen Schaft hat, der an seinem einen Ende einen angeschmiedeten Kopf, den Setzkopf, trägt und an seinem anderen Ende schwach kegelförmig gestaltet ist. Die Länge des Nietschaftes richtet sich nach der Gesamtdicke der mit einander zu verbindenden Teile. Es genügt, dass über

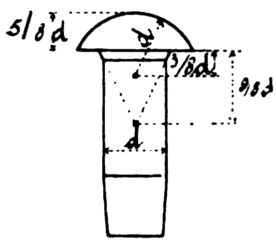


Abb. 100.

dieselben noch ein Stück von der Länge des etwa $1^1/_2$ fachen Nietdurchmessers hervorragt, um einen guten Schließkopf herstellen zu können. Beim einfachen Hochbau kommen Nietdicken von 1 bis höchstens 3 cm zur Anwendung. Die Nieten sollen aus bestem weichen Eisen hergestellt sein. Sie werden durch Löcher gesteckt, welche in den zu verbindenden Teilen enthalten sind und erhalten dann an das vorstehende Ende des Schaftes einen zweiten Kopf, den schon erwähnten Schließkopf, angestaucht. Dies Stauchen geschieht bei den Nieten, die bis etwa $2^1/_2$ cm dick sind, mit der Hand und zwar mit oder ohne Anwendung eines sogenannten Schellhammers, welcher die Form des Schließkopfes vertieft enthält. Zur Erleichterung des Stauchens ist zwischen Kopf und Schaft der Niete (s. Abb. 100) noch eine kurze kegelförmige Fläche, die sogenannte Versenkung, eingeschaltet. Die Nieten von 1 cm und mehr Dicke werden warm und zwar im Schafte rotwarm,

an der Spitze weißwarm eingebracht und vernietet. Schwächere Nieten zieht man kalt ein. Die Nietlöcher werden entweder gebohrt oder gestanzt. Ersteres ist stets vorzuziehen, weil beim Stanzen leicht Risse am Umfange des Nietloches entstehen, die zu Brüchen Veranlassung geben können. Schwächere Teile, Winkeleisen der niedrigeren Nummern u. s. w. sollten überhaupt nie gestanzt werden.

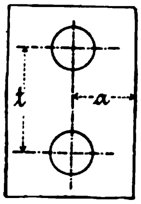


Abb. 101.

Bei Bauwerken hat man es mit sogenannten Kraft- oder Festigkeitsnietungen zu thun, für welche die folgenden Abmessungen und Verhältnisse zweckmäßig sind.

Ist die mittlere Dicke der zu vereinigenden Stücke δ, so macht man bei der einschnittigen Nietung (Abb. 98 Seite 75) die Nietbolzendicke

$$d = 2\,\delta,$$

die Teilung $$t = 3\,d$$

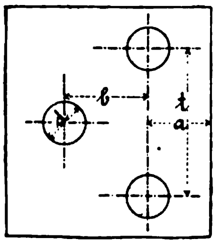


Abb. 102.

und den Abstand vom Rande $a = 1^1/_2\,d$, wenn nur eine Nietreihe (Abb. 101) vorhanden ist.

Bei mehreren Nietreihen (Abb. 102) nimmt man den Abstand dieser Reihen von einander zu

$$b = 2\,d$$

an und macht die Teilung dann

$$t = 3^1/_2\,d.$$

Die Nieten in der einen Reihe werden gegen die der anderen Reihe versetzt.

Bei den zweischnittigen Nietungen (Abb. 97 S. 75) nimmt man zweckmäßigerweise folgende Verhältnisse an. Den Durchmesser d mache man gleich der doppelten größten Eisenstärke, also wieder

$$d = 2\,\delta.$$

Die Hilfsstücke oder Laschen brauchen theoretisch nur die halbe Eisenstärke $\delta_1 = {}^1/_2\,\delta$ zur Dicke zu bekommen; es ist jedoch zweckmäßig, sie etwas stärker, nämlich

$$\delta_1 = {}^5/_8\,\delta$$

zu machen. Man nehme ferner bei einreihiger Nietung:

$$a = 1^3/_4\,d$$
$$t = 3\,d$$

und bei zweireihiger Nietung:

$$t = 4\,d \text{ und } b = 2^1/_4\,d,\ a \text{ wie vorher.}$$

Müssen die Nietköpfe aus irgend einem Grunde versenkt werden, so kann man der Versenkung die in Abbildung 99 auf Seite 75 angedeuteten Abmessungen geben.

Bei der Verschraubung hat man im allgemeinen ganz dieselben Regeln anzuwenden, die wir soeben für die Vernietungen kennen gelernt haben, nur mache man t in keinem Falle kleiner als $3^1/_2\, d$, weil sonst das Anziehen der Muttern mit dem Mutter- oder Schraubenschlüssel zu sehr erschwert wird. Im einfachen Hochbau werden nur scharfgängige Schrauben und zwar meist nach dem Whitworthschen Systeme angewendet Die gebräuchlichsten derselben sind in der folgenden Tabelle angegeben.

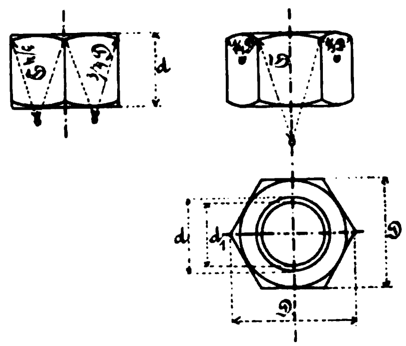


Abb. 103.

Aeusserer Gewinde-durchmesser d in Zoll engl.	Aeusserer Gewinde-durchmesser d in cm	Kern-durchmesser d_1 in cm	Schlüssel-weite D in cm
$^1/_4$	0,63	0,47	1,3
$^3/_8$	0,95	0,74	1,9
$^1/_2$	1,27	0,99	2,3
$^5/_8$	1,59	1,29	2,7
$^3/_4$	1,90	1,57	3,3
$^7/_8$	2,22	1,85	3,6
1	2,54	2,13	4,0
$1^1/_8$	2,86	2,39	4,5
$1^1/_4$	3,17	2,69	5,0
$1^3/_8$	3,49	2,95	5,4
$1^1/_2$	3,81	3,27	5,8
$1^5/_8$	4,13	3,53	6,3
$1^3/_4$	4,44	3,78	6,7
$1^7/_8$	4,76	4,04	7,2
2	5,08	4,34	7,6

Sehr empfehlenswert ist bei Bauwerken die Benutzung sogen. konischer Schrauben, welche die einzelnen Stücke einer Eisenkonstruktion unveränderlich gegen einander festhalten und bei Ausbesserungen doch leicht gelöst werden können. Ferner thut man wohl, auch im Bauwesen Schraubensicherungen gegen das

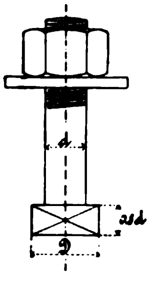


Abb. 104.

Losdrehen und Lockerwerden der Muttern anzuwenden. Die üblichen Abmessungen der einzelnen Schraubenarten zeigen folgende Abbildungen. Volle Mutterschrauben (Abb. 104) sind mit Kopf und Mutter versehen. Der Kopf hat meist quadratischen, seltener sechseckigen Grundriss. Unter die Köpfe und Muttern müssen Unterlegscheiben kommen, welche ein genaues Anliegen jener gewährleisten. Diese Unterlegscheiben erhalten gewöhnlich den Durchmesser $3d$ und die Dicke $^1/_4 d$.

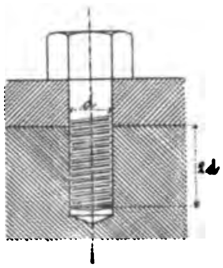


Abb. 105.

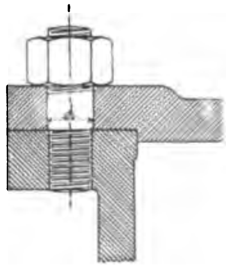


Abb. 106.

Die Kopfschrauben (Abb. 105) haben keine Muttern; das zugehörige Muttergewinde ist vielmehr in den einen der zu verbindenden Teile eingeschnitten.

Die Stiftschrauben (Abb. 106) haben keinen Kopf; bei ihnen ist der untere Teil des Schaftes fest in den einen der zu verbindenden Teile eingeschraubt. Bei den Splintschrauben (Abb. 107) ist der Kopf durch einen Keil oder Splint ersetzt. Die Hakenschrauben (Abb. 108) benutzt man zur Verbindung von Konstruktionsteilen, die nicht durch das Einbohren von Löchern geschwächt werden dürfen. Die Stehbolzenschrauben (Abb. 109 und 110) dienen zur Verbindung von Teilen, die in bestimmter Entfernung von einander gehalten werden sollen. Die Steinschrauben und Anker-

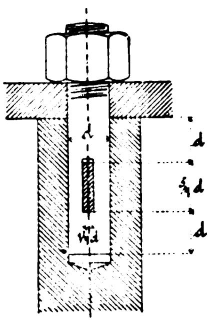


Abb. 107.

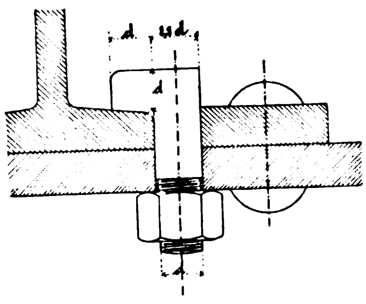


Abb. 108.

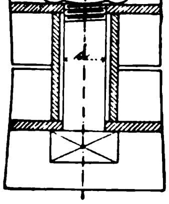


Abb. 109.

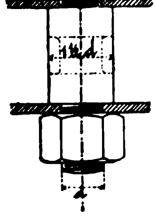


Abb. 110.

schrauben dienen zur Befestigung von Holz- und Eisenteilen an Steinen oder Mauerwerkskörpern. Der Zwischenraum zwischen dem unteren Teile der Steinschraube (Abb. 111) und den Wandungen des nach unten erweiterten Schraubenloches wird mit Gips, Zement, Schwefel oder Blei ausgegossen. Bei schweren Konstruktionen und da, wo Erschütterungen vorkommen können, sind die Ankerschrauben den Steinschrauben vorzuziehen. Sie haben entweder an beiden Enden Muttern oder sind nur an dem einen Ende mit einer solchen versehen, während sie am andern Ende durch einen Keil oder Splint (Abb. 112) oder durch einen Kopf (Abb. 113) festgehalten werden, welche Teile sich gegen eine Ankerplatte stützen. Die Ankerplatten werden entweder glatt oder mit Rippen versehen ausgeführt. Eine recht zweckmäßige Verbindung zeigt die letztere Abbildung. Die Ankerplatte wird bei der Ausführung des Fundamentes gleich mit vermauert. Sie enthält ein längliches Loch (in der Abbildung von unten gesehen), in welches der entsprechend gestaltete Kopf der Ankerschraube eingeführt wird. Die Schraube kann dann durch eine Vierteldrehung festgehalten werden. Bei dieser Ausführung braucht der Raum unter der Ankerplatte nicht zugänglich zu sein.

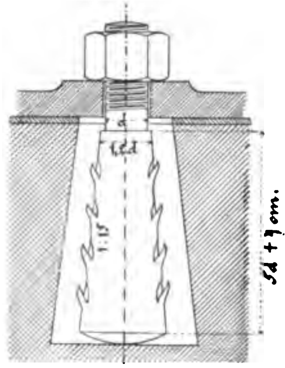


Abb. 111.

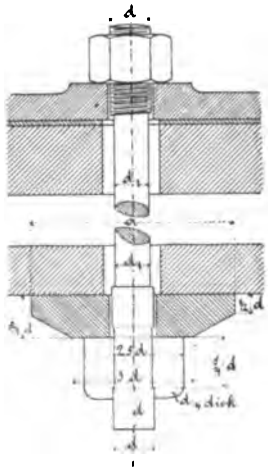


Abb. 112.

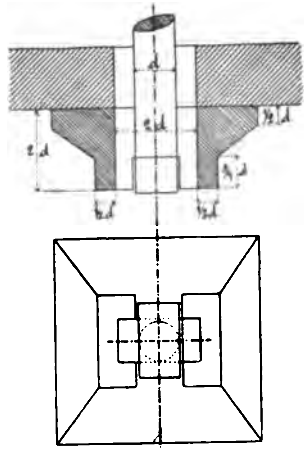


Abb. 113.

Die Verbolzungen ermöglichen eine bewegliche Vereinigung der Teile eines Bauwerkes und gestatten diesen, sich in diejenige Lage einzustellen, in der sie möglichst günstig beansprucht werden. Sie sind stets zweischnittig auszuführen, um excentrische Kraftangriffe zu vermeiden. Die Bolzen werden durch sogenannte

Augen oder Köpfe gesteckt, die sich am Ende von Stangen aus Rund- oder Flacheisen oder an sogenannten Knotenblechen befinden. Die Dicke des Bolzens kann man, wenn es sich um sogenannte Knotenbleche handelt, zu

$$d = 0{,}4 \sqrt{P} \text{ cm}$$

annehmen, wobei P die zu übertragende Kraft in kg ist.

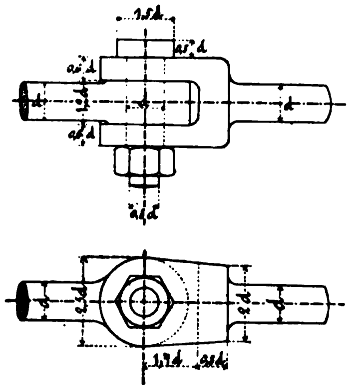


Abb. 114.

Sollen zwei Rundeisen mit einander vereinigt werden (Abb. 114), so wird der Bolzen ebenso stark wie das Rundeisen gemacht; handelt es sich um die Verbindung von Flacheisen vom Querschnitte bh, so erhält der Bolzen die Dicke

$$d = 0{,}36 \sqrt{hb}.$$

Der Durchmesser der Augen, durch welche die Bolzen gesteckt werden, ist mindestens gleich $2\,^1/_2\, d$ anzunehmen.

Das Zusammenkeilen besteht darin, dass man ein schlank verjüngtes Hilfsstück, den Keil in eine Öffnung eintreibt, um zwei Bauteile so mit einander zu verbinden, dass sie im Notfalle schnell wieder getrennt werden können. Den Anzug des Keiles nimmt man hierbei gewöhnlich zu $^1/_{20}$ an. Der Keil kommt meist nur bei runden Stangen vor, welche an ihrem Ende so verstärkt werden müssen, dass der durch das Keilloch geschwächte Querschnitt gleich dem Querschnitte des vollen Rundeisens ist. Man giebt der Verbindung gerne die in Abbildung 115 angegebenen Abmessungen*), nämlich

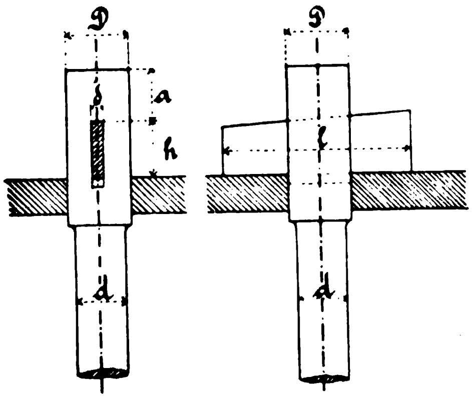


Abb. 115.

$$D = \frac{5}{4} d \quad \delta = \frac{1}{4} D \quad h = \frac{5}{4}$$

$$a = D \quad l = 3\,D$$

*) Vgl. Lauenstein. Die Eisenkonstruktionen des einfachen Hochbaues, Stuttgart.

Die Keilverbindungen werden verhältnismäßig selten angewendet und wo es möglich ist, durch Schraubenverbindungen ersetzt, die mehr Festigkeit gewähren und in den meisten Fällen sicherer sind.

Wir können nunmehr zu den bei den Eisenkonstruktionen vorkommenden einfachen Verbindungen übergehen. Dabei sind folgende zu erwähnen.

Die Verlängerungen. Flacheisen verlängert man durch Zusammennieten oder Zusammenschrauben und zwar mit Hilfe von einfachen oder doppelten Laschen (Abb. 116). Rundeisen kann man auf verschiedene Weise verlängern, und zwar je nachdem man eine starre oder eine gelenkige oder eine in der Längsrichtung verstellbare Verbindung erzielen will, durch Ver-

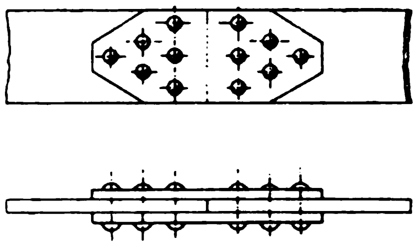


Abb. 116.

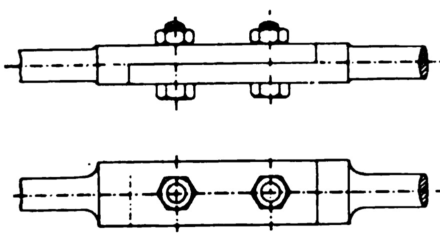


Abb. 117.

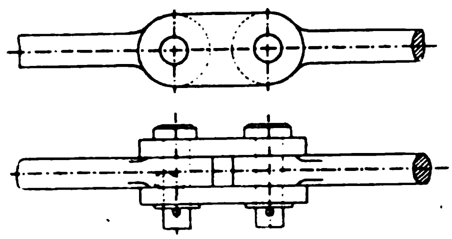


Abb. 118.

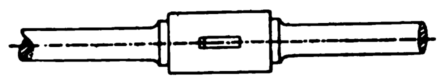


Abb. 119.

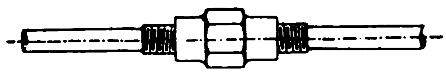


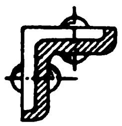
Abb. 120.

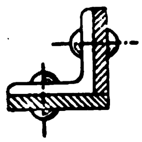
schraubung (Abb. 117), Verbolzung (Abb. 118) und Verkeilung (Abb. 119). Die erste dieser Abbildungen (117) zeigt eine starre Verlängerung mit Verschraubung, die zweite (118) eine gelenkige Verbolzung, die dritte (119) eine lösbare Verkeilung. Verstell- oder regulierbare Längsverbindungen, zu denen die Abbildung 120 gehört, kommen besonders bei Dachkonstruktionen vor, wo dieselben näher besprochen werden sollen.

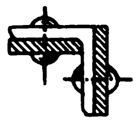
Die Verlängerung der Profileisen erfolgt fast stets mit Hilfe von Vernietungen und nur da, wo sich Nieten nicht anbringen lassen,

benutzt man Schrauben. Das Zusammenschrauben braucht man auch gern bei solchen Verbindungen, die auf dem Bauplatze vorgenommen werden müssen, also nicht in der Werkstatt fertiggestellt werden können.

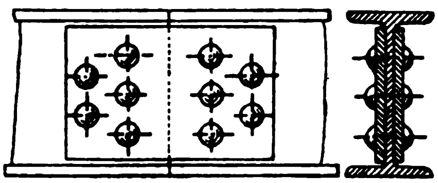
Beim Verlängern von Winkeleisen benutzt man sogenannte Deckwinkel (Abb. 121) oder Flacheisenlaschen, die den Stoss verdecken (Abb. 122 und 123). Der Querschnitt der Deckstücke muss denselben Flächeninhalt haben wie das gestoßene Winkeleisen.


Abb. 121.


Abb 122.


Abb. 123.

Die I-, [- und Z-Eisen verlängert man durch doppelte Verlaschung des Steges (Abb. 124). Verlaschung der Flanschen kommt seltener vor und zwar nur bei Stäben, die auf Biegung in Anspruch genommen werden. Bei Zug- oder Druckbeanspruchungen muss der Gesammtquerschnitt der Laschen gleich dem Querschnitte des Profileisens sein; wird der Stab aber auf Biegung beansprucht, so müssen die Laschen dasselbe oder ein etwas größeres Widerstandsmoment wie der Träger haben.


Abb. 124.

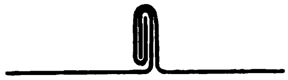
Die Verbreiterungen. Verbreiterungen kommen nur bei Blechen vor. Bei starken Blechen gelangen Verlaschungen zur Ausführung, die ganz ähnlich wie die besprochenen Flacheisenverlängerungen ausgeführt werden, bei dünnen Blechen wendet man die sogenannten Falze an.

Das Falzen ist eine Verbindungsart, welche namentlich bei Dachdeckungen vorkommt. Dasselbe besteht im allgemeinen in einem Umbiegen und Uebereinanderlegen der Ränder, welches auf verschiedene Weise vorgenommen werden kann. Man nennt die umgebogenen und vereinigten Ränder den Falz und unterscheidet den einfachen, den stehenden doppelten und den liegenden doppelten Falz. Bei dem einfachen Falze (Abb. 125) werden die zwei zu vereinigenden Blechränder einfach in einer Breite von 5 bis 20 mm umgebogen, ineinander gehakt und zusammengehämmert. Eine abgeänderte Form des einfachen Falzes ist die Verbindung


Abb. 125.

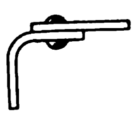

Abb. 126.

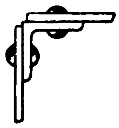
durch übergeschobene Falzstreifen (Abb. 126), wobei die zwei zu vereinigenden Ränder auf derselben Fläche in entgegengesetzten Richtungen umgelegt und durch einen klammerartig gestalteten Falzstreifen, welcher in beide Biegungen hineingreift und so die Fuge bedeckt, verbunden werden. Bei dem *doppelten Falze* findet ein Ineinanderhaken und dann noch ein zweites gemeinschaftliches Umbiegen der Ränder statt. Dieser Falz heißt *stehend* (Abb. 127), wenn er sich als eine Rippe rechtwinklig von dem Bleche erhebt, dagegen *liegend*, wenn er flach auf dasselbe niedergehämmert ist. Der doppelte Falz giebt immer eine bessere Verbindung als der einfache und man benutzt ihn daher dort, wo eine größere Festigkeit und Dichtheit verlangt wird.

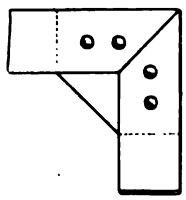

Abb. 127.

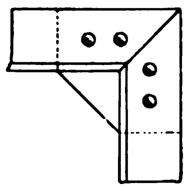
Den *Verknüpfungen*, welche wir bei den Holzverbänden kennen lernten, entsprechen folgende Zusammenfügungen:

Die Eckverbindungen. Flacheisen, die auf der hohen Kante stehen, werden einfach umgebogen und vernietet (Abb. 128) oder durch eine Winkellasche miteinander verbunden (Abb. 129). Bei liegenden Flacheisen wendet man mit Vorteil ein sogenanntes

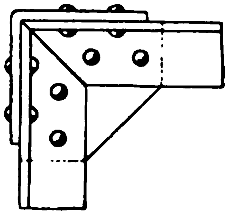

Abb. 128.


Abb. 129.

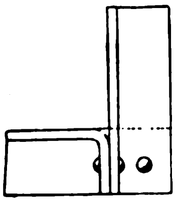

Abb. 130.

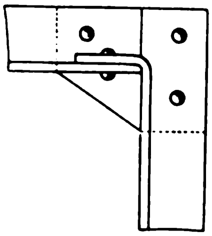

Abb. 131.

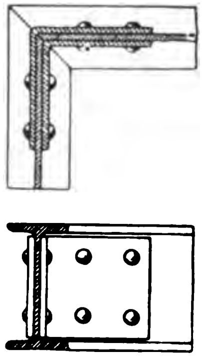
Eckblech (Abb. 130) an. Bei *Winkeleisen* bildet man die Ecken gewöhnlich wie beim Flacheisen. Bei den durch die Abbildung 131 und 132 dargestellten beiden Verbindungen sind die Winkeleisen schräg abgeschnitten und stumpf zusammengestoßen, sowie durch *Blechecken* oder *Eckbleche* verbunden. Bei der letzteren Verbindung ist noch eine außen aufgelegte *Winkellasche* angewendet worden. Bei den durch die beiden Abbildungen 133 und 134 dargestellten Winkeleisenecken ist ein Teil des einen Schenkels zur Befestigung benutzt worden. Die Anwendung von Eckblechen ist auch hierbei zu empfehlen.

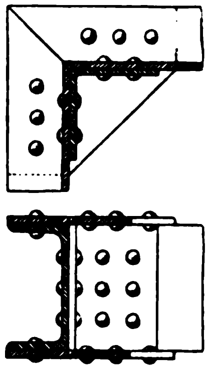

Abb. 132.

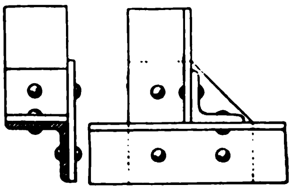
Die I- und [-Eisen werden stets schräg abgeschnitten, stumpf zusammengestoßen und durch Laschen und Eckbleche vereinigt (Abb. 135 und 136).

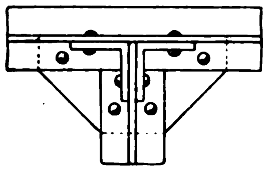

Abb. 133.

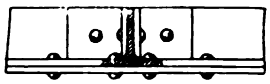

Abb. 134.


Abb. 135.

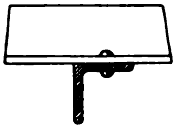

Abb. 136.

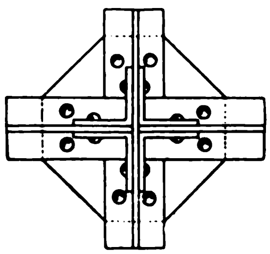

Abb. 137.


Abb. 138.


Abb. 139.

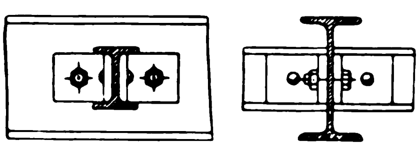
Die Endverbindungen. Die Abbildungen 137, 138, und 139 zeigen sogenannte End- oder Anschlussverbindungen mit Anwendung von Knotenblechen.

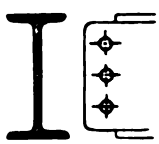

Abb. 140.


Abb. 141.

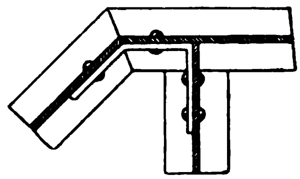
Die Kreuzverbindungen. Die einfachsten Kreuzverbindungen sind durch die Abbildungen 140 bis 143 dargestellt.

Schließlich haben wir noch die sogenannten schiefen Anschlüsse zu erwähnen. Man versteht darunter alle


Abb. 142.


Abb. 143.

diejenigen Zusammenfügungen, bei denen sich die zu verbindenden Teile nicht unter rechtem Winkel treffen. Sie kommen besonders bei Fachwerks-, Dach- und Treppenkonstruktionen vor, wo einige davon noch näher besprochen werden müssen. Als Beispiel mag folgende Abbildung dienen. (Abb. 144.)


Abb. 144.

Die im vorstehenden behandelten Zusammenfügungen sind, wie ohne weiteres einzusehen ist, der allereinfachsten Art. Die mitgeteilten Beispiele werden aber zum Verständnisse der in den folgenden Kapiteln zu betrachtenden, weniger einfachen Verbindungen völlig genügen.

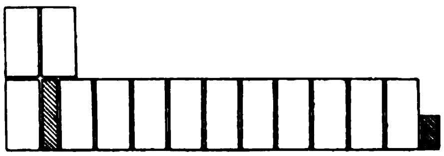
2. Die Wände.

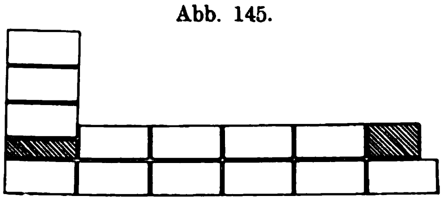
Wände sind aufrechtstehende Raumumschließungen, die aus den verschiedensten Baustoffen hergestellt werden können.

Die steinernen Wände oder Mauern werden entweder aus einzelnen Stücken mit oder ohne Hilfe von Bindemitteln zusammengesetzt, d. h. gemauert, oder aus einer geeigneten Masse im Ganzen gegossen oder gestampft.

Beim Aufmauern der Wände werden die Steine nach einem der früher erwähnten Verbände zusammengefügt. Handelt es sich um Wände aus Ziegelsteinen, so werden hierbei der Block- und der Kreuzverband bevorzugt, wenn volles Mauerwerk ausgeführt werden soll. Die gotischen und polnischen Verbände eignen sich hierzu nicht besonders, wohl aber zu Verblendmauerwerk und zn hohlen Mauern, die eine sogenannte Isolierungsluftschicht einschließen.

Die Verkettung der Ziegelsteine im Innern der in Block- oder Kreuzverband errichteten Mauern, sowie die Bildung der Ecken bei rechtwinklig aufeinander stoßenden Wänden und den Abschluss der Mauern bei Fensteröffnungen u. dgl. für verschieden starke Wände zeigen die Abbildungen 145 bis 149, welche die einzelnen


Abb. 145.


Abb. 146.

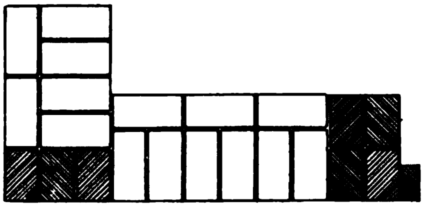


Abb. 147.

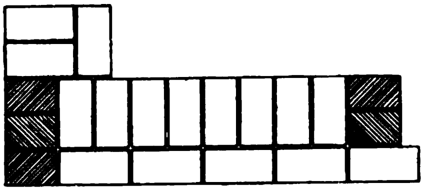


Abb. 148.

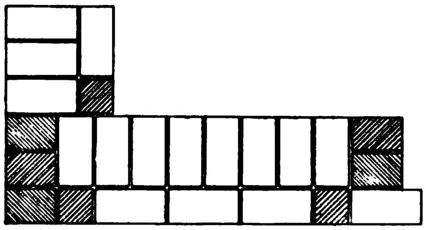


Abb. 149.

Schichten der in den Abbildungen 51 und 52 (s. Seite 65) dargestellten Mauerkörper im Grundrisse vorführen.

Beim Mauern mit Lochsteinen müssen die Ecken, Maueranfänge und Abschlüsse in vollen Steinen ausgeführt werden.

Man pflegt die Stärke der Ziegelmauern nach ganzen und halben Steinlängen anzugeben und von 1 Stein, $1^1/_2$ Stein u. s. w. starken Wänden zu sprechen. Unter Annahme von 1 cm Stoßfugenweite ist daher, ohne Rücksicht auf den Putz, eine 1 Stein starke Mauer 25, eine $1^1/_2$ Stein starke 38, eine 2 Stein starke aber 51 cm dick u. s. w.

Die Berechnung der Stärke einer solchen Mauer wird sehr selten ausgeführt und kommt eigentlich nur vor, wenn die betreffenden Mauerkörper eine verhältnismäßig kleine Grundfläche haben, wie dies z. B. bei den Pfeilern der Fall ist. Im allgemeinen darf man voraussetzen, dass die hier in Frage kommende Druck- oder rückwirkende Festigkeit dem wagrechten Querschnitte des Mauerkörpers entsprechend groß ist.

Ist F dieser Querschnitt, P die senkrecht zu dessen Fläche wirkende Belastung, sowie k die Beanspruchung des Querschnittes auf die Flächeneinheit, so ist

$$P = k \,.\, F.$$

Die zulässigen Werte von k wurden bereits früher mitgeteilt.

Man kann behaupten, dass sich für die Dicke oder die Stärke der Wände auf wissenschaftlichem Wege keine Bestimmungen treffen lassen, denn diese Stärke hängt von der Höhe und der freien Länge der Mauer, von der Größe der verwendeten Steine, der Art des Verbandes, von der Belastung und von verschiedenen andern Zufälligkeiten ab. Man bestimmt die Mauerdicke daher lieber nach Erfahrungsregeln, wie wir dies noch kennen lernen werden.

Nimmt man im übrigen die Stärke einer Mauer aus mittelguten Ziegeln gleich 1 an, so ist die Dicke einer gleich tragfähigen Mauer aus lagerhaften Bruchsteinen erfahrungsgemäß gleich 1,25, aus unregelmäßigen Feldsteinen gleich 1,75, aus gut behauenen Werkstücken (reine Arbeit) gleich 0,75 und aus gewöhnlichen Grundstücken gleich 1 zu machen.

Wir wenden uns nun zur Betrachtung der einzelnen Mauerarten.

Die Umfassungsmauern. Hat ein Gebäude mehrere Stockwerke, so nimmt man die Umfassungswände der unteren gewöhnlich dicker als die der oberen Stockwerke an. Man setzt die Mauern ab, wie der Kunstausdruck lautet. Bei Ziegeln beträgt diese Absetzung gewöhnlich einen halben Stein.

Hat ein Gebäude kleine Abmessungen, betragen beispielsweise die Stockwerkshöhen nicht mehr als 3,5 Meter, so nimmt man als geringstes Maß der obersten Mauerstärke 1 Stein (25 cm) an; das darunter befindliche Stockwerk bekommt $1^1/_2$ Stein (38 cm) dicke Mauern, und ist noch ein drittes Stockwerk vorhanden, so sind die dieses umschließenden Mauern 2 Stein (51 cm) stark zu nehmen. Für Gebäude in mittleren Abmessungen mit Stockwerkshöhen von 3,5 bis 4 Metern und Zimmertiefen von 6 bis 7 Metern, kann man die Umfassungsmauern im obersten Stockwerke $1^1/_2$ Stein, darunter 2 Stein, weiterhin $2^1/_2$ Stein und 3 Stein stark machen; doch darf man hierbei auch in vielen Fällen die Mauerstärke in zwei aufeinander folgenden mittleren Stockwerken gleich stark annehmen.

Uebrigens sind die anzuwendenden Mauerstärken in einzelnen Gegenden baupolizeilich vorgeschrieben.

Redtenbacher giebt für die Umfassungsmauern von Fabrikgebäuden folgende Erfahrungsformeln an: Man mache

$$s_1 = \frac{t}{40} + \frac{h_1}{25}$$

$$s_2 = \frac{t}{40} + \frac{h_1 + h_2}{25}$$

$$s_3 = \frac{t}{40} + \frac{h_1 + h_2 + h_3}{25}$$

u. s. w., worin bedeutet s_1, s_2, s_3 die Mauerstärke des befreffenden Stockwerkes von oben nach unten gezählt, h_1, h_2, h_3 die entsprechende Stockwerkshöhe von Fußboden bis Fußboden gemessen, und t die Tiefe des Gebäudes, d. i. die senkrechte Entfernung der Innenseiten zweier einander gegenüberliegender Hauptumfassungswände.

Liegt ein anderer Baustoff als Ziegel vor, so kann man mit Hilfe der früher angegebenen Verhältniszahlen die Stärke der Mauern für diesen Baustoff auch nach den Redtenbacherschen Formeln berechnen.

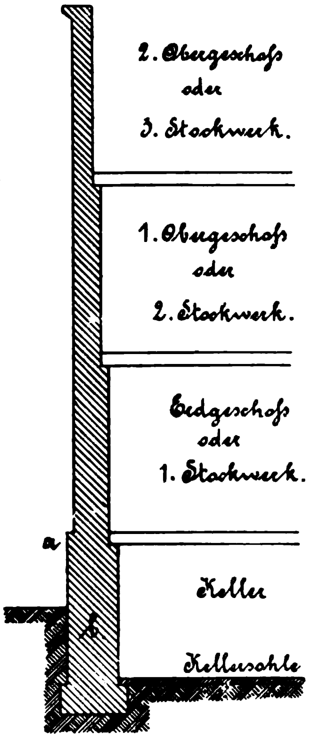


Abb. 150.

Die Absetzungen werden für gewöhnlich an der inneren Seite und nur in Ausnahmsfällen an der äußeren Seite der Gebäude angebracht; sie dienen den Deckenbalken gleichzeitig mit zur Auflagerung. Die nebenstehende Skizze (Abb. 150) zeigt die Absetzung einer Umfassungsmauer bei einem dreistöckigen Gebäude.

Die Höhenlage des Fußbodens im ersten Stockwerke oder Erdgeschosse wird aus architektonischen Rücksichten durch einen außerhalb befindlichen Vorsprung *a* angedeutet, welcher den sogenannten Sockel, den Unterbau abschließt und auch Plinthe genannt wird. Wegen Bildung dieses Unterbaues setzt man die Grundmauern *b* auf beiden Seiten um ungefähr je 6 cm ab, so dass die Fundamentmauer ebenfalls etwa $^1/_2$ Stein stärker wird als die darüberstehende Wand des Erdgeschosses. Unter der Grundmauer liegt abermals ein nach beiden Seiten abgesetztes niedriges Mauerstück, das Bankett. Die Breite dieses Banketts richtet sich vornehmlich nach der Beschaffenheit des Baugrundes. Wird derselbe beispielsweise von einer starken Schicht Lehmes, Thones oder grobkörnigen Kieses gebildet, so braucht das Bankett nicht so breit zu sein, als wenn der Boden aus Letten oder feinkörnigem Kiese oder Triebsand besteht. Näheres hierüber wurde bei den Betrachtungen über Grundbau bereits mitgeteilt. Das Bankett ist 20 bis 30 cm hoch und im Ganzen 10 bis 20 cm breiter als das Fundament zu machen. Die Sohle des Banketts muss so tief unter der Erdoberfläche liegen, dass es im Winter von dem in die Erde eindringenden Froste nicht erreicht werden kann. Für gewöhnlich genügt nach früherem hierzu eine Tiefe von 1 bis 1,6 m. Sind die Gebäude unterkellert, so muss man selbstverständlich

tiefer gehen. Die Kellersohlen sollen stets mindestens 30 cm über dem höchsten Grundwasserspiegel liegen, wenn man nicht besondere Vorkehrungen zur Abhaltung des Grundwassers trifft. Die Höhe der Sockelkante über der Erde wird zu etwa $^1/_2$ m angenommen.

Das Bankett ist am besten aus großen Quadern herzustellen. Sind keine solchen vorhanden, so wendet man möglichst große Platten an und wo auch diese nicht zu beschaffen sind, wird das Bankett aus kleineren Bruchsteinen, aus Feldsteinen oder aus guten scharfgebrannten Ziegelsteinen unter Anwendung von hydraulischem Mörtel hergestellt.

Die Fundamentmauern, welche auf das Bankett kommen, macht man aus Hausteinen oder aus Bruchsteinen, seltener aus Ziegelsteinen. Werden Bruchsteine dazu verwendet, so ist das Fundament mindestens zwei Schichten hoch mit Ziegelsteinen abzugleichen oder mit einer Rollschicht oder mit einer Lage von Hausteinen abzudecken.

Um das Aufsteigen der Feuchtigkeit aus dem Erdboden in die Gebäude zu verhindern, sind die Fundamentmauern oben mit sogenannten Isolierschichten abzuschließen, die aus irgend einem für Wasser undurchlässigen Stoffe bestehen, z. B. aus Asphaltguss, Asphaltpappe, Glas-, Zink- oder Bleiplatten u. s. w. Uebrigens können auch die erwähnten Abgleichschichten als Isolierschichten dienen, wenn sie aus Klinkern in Zement gemauert sind.

Die Umfassungsmauern werden meist massiv aufgeführt, doch kommen, wie schon erwähnt wurde, vielfach auch Mauern mit Luft- oder Isolierschichten zur Anwendung (Abb. 151). Dieselben haben sich in Norddeutschland bei sehr vielen freistehenden Gebäuden als Mittel gegen das Eindringen von Feuchtigkeit und Kälte ausgezeichnet bewährt. Die Hohlmauer wird durch den freien Zwischenraum, die Isolierschicht, welche meistens $^1/_4$, hie und da aber auch $^1/_2$ Ziegellänge zur Breite erhält, in zwei Teile zerlegt. Die äußere Wand sollte dabei immer mindestens einen Stein stark sein, weil die weniger starken Wände sehr leicht durchnässt werden. Die innere Wand braucht nur $^1/_2$ Stein dick zu sein. Die beiden Mauern

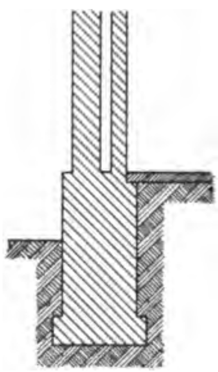


Abb. 151.

werden durch Binder oder Ankersteine zusammengehalten. Die Köpfe dieser Ankersteine auf der inneren Seite sind geteert, damit sie die Feuchtigkeit nicht durchlassen.

Die Umfassungsmauern sind mit vielfachen Oeffnungen, mit Fenstern und Thüren versehen. Diese Oeffnungen werden entweder im Verbande ausgeführt, oder erhalten eine besondere steinerne Umrahmung, ein sogenanntes Gerüst, welches mit dem übrigen Mauerwerke in enge Verbindung zu bringen ist.

Ein solches Fenstergerüst (Abb. 152) besteht aus zwei Gewänden, einem Sturz und einer Sohlbank. Letztere ist der

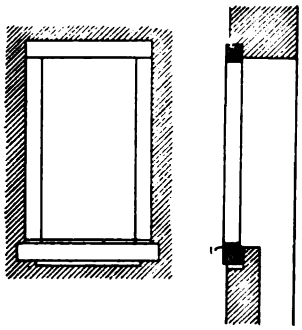


Abb. 152.

unterste Teil des Gerüstes; sie ruht wagrecht auf einem zwischen den Fensterwandungen aufgeführten Stücke Mauerwerk, welches häufig schwächer gehalten ist, als die Umfassungswand, da auf ihm kein Druck lastet. Die Sohlbank wird wie die Gewände und der Sturz meist aus Haustein oder aus Zementguss hergestellt, sie ist an ihrer oberen Fläche leicht abgeschrägt und erhält zweckmäßigerweise an ihrer unteren Seite eine Unterschneidung oder Wassernase, durch welche verhindert wird, dass das abfließende Niederschlagswasser die Mauerfläche berührt. Denselben Zweck erreicht man einfacher durch eine Zinkblechauflage, wie in der Abbildung angedeutet ist. Die Stärke der Sohlbank richtet sich nach der Weite der Fensteröffnung und beträgt im Mittel etwa 15 cm. Ebenso stark sind die Gewände und der Sturz. Die Sohlbank darf nicht mit ihrer ganzen Länge auf dem Mauerwerke aufruhen, sondern muss nur an den Enden unterstützt werden, da sie sonst leicht zerbrechen würde. Da, wo die Gewände auf der Sohlbank stehen, ist letztere mit wagrechten Flächen, den sogenannten Bossen, versehen. Die einfachsten Gewände haben entweder rechteckigen Querschnitt oder sind an der dem Zimmer zugekehrten Seite mit einem Falze zur Aufnahme des hölzernen

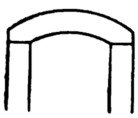


Abb. 153.

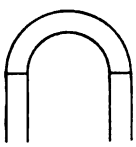


Abb. 154.

oder eisernen Fensterrahmens versehen. Der obere Abschluss der Fensteröffnung wird durch den Sturz gebildet, der verschieden geformt sein kann, aber stets mit wagrechter Fuge auf den Gewänden ruhen soll (Abb. 153 und 154). Auf dem wagrechten Sturz darf

das Mauerwerk nicht unmittelbar aufliegen; er muss vielmehr durch einen sogenannten Entlastungsbogen vor dem Zerbrechen geschützt werden.

Die Größe der Fenster ergiebt sich aus der architektonischen Anordnung der Gebäudeaußenseiten.

Die gebräuchlichen Maße eines im Verbande hergestellten Fensters zeigt die beigefügte Skizze (Abb. 155).

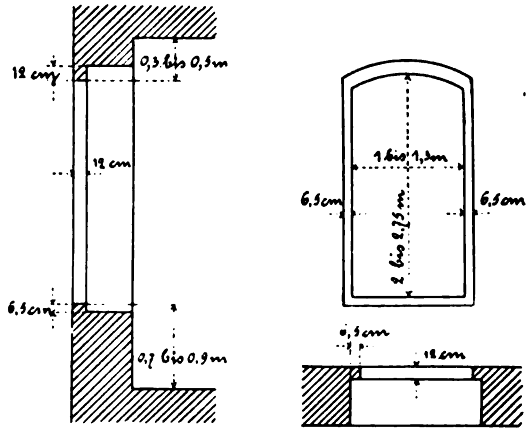


Abb. 155.

Die Konstruktion der steinernen Thürgerüste (Abb. 156) zeigt mit der der Fenstergerüste viel Ähnlichkeit. An die Stelle der Sohlbank tritt hier die Schwelle. Die Gewände stehen aber nicht auf dieser, sondern auf der Grundmauer. Die Schwelle ist nur ein geringes Stück in die Gewände eingelassen, damit sie, die stark abgenutzt wird, ausgewechselt werden kann. Sie darf, wie die Sohlbank der Fenster, nur an ihren Enden unterstützt werden. Die Schwelle sowohl, als auch die Gewände und der Thürsturz haben bei den Thürgerüsten gewöhnlich einen Anschlag oder einen Falz, gegen welchen sich die eigentliche Thüre anlegt. Die Schwelle, welche häufig auch aus Eichenholz besteht, ragt ungefähr 2 cm aus dem Fußboden hervor.

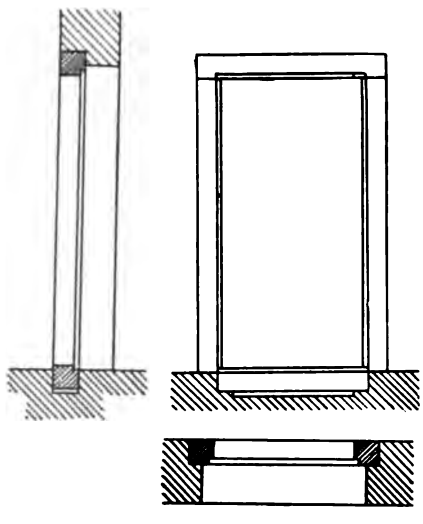


Abb. 156.

Die Abmessungen der Thüröffnungen richten sich ganz nach dem Zwecke, welchem die betreffende Thüre dienen soll. Im Mittel und für gewöhnliche Fälle kann man den Thüren im Lichten

1,0 m Breite und 2,0 bis 2,3 m Höhe oder 1,25 m Breite und 2,5 bis 2,6 m Höhe geben. Im allgemeinen verhält sich die Breite der Thüröffnung zur Höhe derselben, wie 1:2 oder wie 1:2,25.

Die seitlichen Umfassungsmauern der Gebäude, welche oben in Form des Dachquerschnittes, also meist dreieckig abschließen, nennt man Giebelmauern. Die Giebelmauern, welche die einzelnen Häuser in Häuserreihen von einander trennen, führen den Namen Zwischenmauern und können als solche zwei benachbarten Gebäuden gemeinschaftlich angehören. Eine Zwischenmauer wird ferner Brandmauer genannt, wenn sie keinerlei Durchbrechungen aufweist und von der Kellersohle bis über das Dach aufgeführt ist. Letzteres muss sie in diesem Falle noch um wenigstens 30 cm überragen, wenn sie die Weiterverbreitung eines etwaigen Brandes aus einem Hause in das andere verhindern soll. Brandmauern werden nicht abgesetzt. Bei solchen Brandmauern ist die Ausführung von Schaft und Schild zulässig, d. h. die Mauer darf aus einzelnen pfeiler- oder rippenartigen Mauerkörpern, den Schäften, bestehen, zwischen welche schwächere Mauern, die sogenannten Schilder, eingebaut sind. Die Schäfte erhalten eine Stärke von 2 bis $2^1/_2$ Stein, d. s. 51 bis 64 cm und eine Breite von $3^1/_2$ Stein, also etwa 90 cm, während man die Schilder 1 Stein (25 cm) stark macht. Die Entfernung der Schäfte von einander beträgt gewöhnlich 3 bis 5 m. Unter der Straßenoberfläche sind die Brandmauern stets gleichmäßig dick, also nicht mit Schaft und Schild, auszuführen.

Ueber die Ausführung und Abmessung der Brandmauern sind in den verschiedenen Ländern verschiedene baupolizeiliche Vorschriften erlassen worden, denen in jedem einzelnen Falle nachgegangen werden muss.

Mittelmauern sind solche Mauern, welche ein Gebäude in der Längsrichtung in zwei oder mehrere Teile trennen. Sie haben, wie die Umfassungsmauern die Stockwerksbalken mit zu tragen. Das geringste Stärkemaß einer solchen Mauer ist bei kleineren Gebäuden mit niedrigen Stockwerken 1 Stein, bei größeren Gebäuden mit nur einer Mittelmauer $1^1/_2$ Stein und bei Gebäuden mit zwei Mittelmauern ebenfalls je 1 Stein. Die $1^1/_2$ Stein starken Mittelmauern können übrigens auch mit Schaft und Schild ausgeführt werden, doch müssen sie genügende Stärke für die Auflagerung der Stockwerksbalken bekommen.

Das Absetzen der Mittelmauern ist weniger gebräuchlich als das der Umfassungsmauern; ist es aber nicht zu umgehen, so setzt

man fast stets beiderseitig ab. Im Fundamente oder als Grundmauer macht man die Mittelmauern $^1/_2$ Stein (12 cm) stärker als im Erdgeschosse und versieht sie mit einem Bankett.

Scheidemauern teilen ein Gebäude in kleinere Unterabteilungen und erhalten eine Stärke von mindestens $^1/_2$ Stein. Derartige Mauern kommen außerdem noch bei Treppen und bei Feuerungsanlagen vor. Scheidemauern können auch Brandmauern sein, wie zum Beispiel in langen Fabrikgebäuden, Hüttengebäuden u. s. w., wo sie den Zweck haben, einzelne Räume vor dem Uebergreifen eines etwaigen Brandes aus den Nebenräumen zu schützen. Sie sind dann, wenn irgend möglich, ohne Durchbrechungen, wie Fenster und Thüren, vom Grunde aus bis über das Dach hinauszuführen. Müssen sie jedoch wegen des Verkehrs und behufs der Verbindung der einzelnen Räume untereinander Oeffnungen erhalten, so sind diese durch eiserne Thüren verschließbar zu machen. Die Mauern führt man dann stärker als $^1/_2$ Stein aus.

Ueber die Schornsteine, welche bei den meisten Gebäuden vorkommen, ist folgendes zu sagen:

Die Schornsteine haben die Verbrennungsprodukte der zu Heiz- und Kochzwecken dienenden Oefen abzuführen und bestehen aus mehr oder weniger weiten, in der Hauptsache senkrechten Kanälen, welche in oder an den Mauern der Gebäude liegen. Man unterscheidet bei denselben befahrbare Schornsteine und Röhrenschornsteine oder russische Röhren. Die ersteren besitzen gewöhnlich rechteckigen oder quadratischen Querschnitt von 40 bis 60 cm Seitenlänge und werden jetzt nur noch selten gebaut, da man sich überzeugt hat, dass sie nicht besser wirken, als die engeren Röhrenschornsteine. Letztere bekommen gewöhnlich einen viereckigen Querschnitt von 12 zu 12 bis höchstens 25 zu 25 cm Seitenlänge; doch führt man derartige Schornsteine auch sehr häufig mit rundem Querschnitte aus. Zur Herstellung benutzt man entweder Formsteine oder gewöhnliche Ziegel, die miteinander gehörig in Verband zu bringen sind.

Jedes offene Herd- und Kaminfeuer muss eine besondere Rauchröhre, welche bis über das Dach hinauszuführen ist, bekommen, während man bis zu drei Stubenöfen, die dann aber möglichst in demselben Stockwerke stehen sollten, in eine Röhre einmünden lassen darf. Feuerzüge aus verschiedenen Stockwerken in dasselbe Rohr zu leiten, ist — obgleich es vorkommt — besser zu unterlassen, da es sich leicht ereignen kann, dass es dann in Räumen

raucht, in denen gar nicht gefeuert wird. Im übrigen dürfen sich die eisernen Ofenrohre, welche in ein und dieselbe Rauchröhre einmünden, nicht gerade gegenüber stehen, damit die Gasströme nicht aufeinander treffen und sich gegenseitig schädlich beeinflussen können.

Aus dem Gesagten geht hervor, dass sich für ein einigermaßen großes Gebäude eine große Anzahl Schornsteine ergiebt. Um nun nicht gar zu viele Durchbrechungen der Dachfläche ausführen zu müssen, vereinigt man mehrere dieser Röhren in einen sogenannten Schornsteinkasten. Die Umfassungswände dieser Schornsteinkasten nennt man Wangen, die Scheidewände zwischen den einzelnen Röhren Zungen. Bei gewöhnlichen Feuerungen, wie bei Stuben- und Küchenöfen soll die Stärke dieser Wangen und Zungen mindestens $^1/_2$ Stein (12 cm) sein; bei anhaltender gebrauchten und größeren Feuerungen, bei welchen eine starke Erhitzung der Wangen zu erwarten ist, geht man mit der Stärke der letzteren bis zu 2 Stein.

Damit der Druck des über die Dachfirste streichenden Windes das Austreten des Rauches aus dem Schornsteine nicht verhindert, muss jede Rauchröhre um eine gewisse Höhe, die in verschiedenen Ländern verschieden vorgeschrieben ist, meist aber 30 bis 60 cm beträgt, über die Dachfirste hinausgeführt werden. Mit diesem Maße noch höher zu gehen ist nicht ratsam, denn eine solche Röhre raucht um so leichter ein, je höher sie frei in der Luft steht, weil dann die Abkühlung bedeutender wird. Man muss deshalb und auch aus dem Grunde, dass Schornsteine, welche auf große Längen frei aus dem Dache hervorragen, eine besonders sorgfältige Verankerung erfordern, die Schornsteinkästen an der Firste selbst austreten lassen. Zu diesem Zwecke macht sich häufig ein sogenanntes Ziehen oder Schleifen der Schornsteine nötig, wobei die Schornsteinröhre aus der senkrechten in eine schiefe Richtung und aus dieser wieder in die senkrechte Lage gebracht wird. Dies Schleifen sollte stets so geschehen, dass sowohl kleinere Neigungswinkel als 45°, als auch scharfe Biegungen vermieden werden. Der Krümmungshalbmesser dieser Biegungen sollte stets mindestens 1 m sein. Auch darf man die Schornsteine ohne Unterstützung nicht so weit schleifen, dass der Querschnittsschwerpunkt des oberen Teiles über die Unterstützungsfläche hinausfällt. Muss dies doch geschehen, so hat man den Schornstein zu unterstützen. Niemals darf man aber hierzu Holz verwenden. Ueberhaupt muss sämmtliches Holzwerk von diesen Röhren genügend weit entfernt gehalten werden. Zwischen der inneren Kante der Röhre und allen Holzteilen sollen z. B. in einigen

Gegenden mindestens 25 cm Zwischenraum bleiben, wie dies die beigefügte Skizze (Abb. 157) zeigt, während an anderen Orten 7 cm zwischen Außenkante Schornstein und Holz als genügend angesehen werden. Der Zwischenraum ist zweckmäßigerweise mit irgend einer feuerfesten Masse auszufüllen.

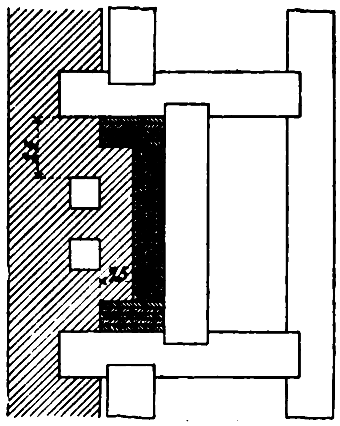


Abb. 157.

Jeder Schornstein muss möglichst von unten aus gegründet sein und darf nicht etwa auf den zwischen den einzelnen Stockwerken liegenden Balken stehen. Jede Röhre ist ferner unten, womöglich im Keller und wenn sie stark geschleift ist, auch in den Ecken der Biegungen zum Zwecke der Reinigung mit Seitenöffnungen zu versehen, welche durch eiserne Thüren oder Schieber dicht zu verschließen sind. Diese Reinigungsöffnungen dürfen aber niemals unter hölzernen Treppen angebracht werden, und müssen von allem Holzwerke mindestens 1,0 Meter entfernt bleiben.

Die besprochenen Schornsteine werden meist in den Ecken der Gebäuderäumlichkeiten aufgeführt (Abb. 158), es kann aber auch vorkommen, dass sie in die Mauern, namentlich in die Scheide- und Mittelmauern selbst verlegt werden müssen (Abb. 159). Ja es kann sogar die Notwendigkeit eintreten, dass man die Schornsteine in der Nähe der Gebäudeumfassungswände aufführen muss. Dann ordnet man zweckmäßigerweise eine Isolierungsluftschicht zwischen Schornstein und Außenfläche der Umfassungswand an. (Abb. 160).

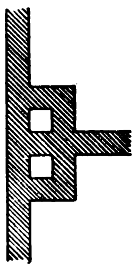


Abb. 158.

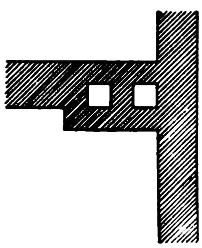


Abb. 159.

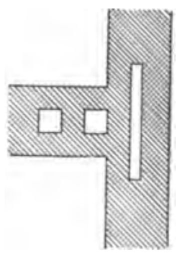


Abb. 160.

Die Umfassungsmauern werden, soweit sie als Frontmauern oder Hauptmauern zu betrachten sind, im Aeußeren mit mannig-

fachem architektonischen Schmuck, so z. B. mit Gesimsen versehen, über die hier einige Worte gesagt werden mögen. Man unterscheidet drei Arten von Gesimsen, nämlich Hauptgesimse, Gurt- oder Bandgesimse und Sockel- oder Fußgesimse.

Die Hauptgesimse bekrönen die Mauern an den Schauseiten der Gebäude und schließen sie nach oben hin ab. Sie haben von allen Gesimsen die größte Höhe und Ausladung. Im Backsteinrohbau werden sie aus gewöhnlichen, bearbeiteten oder unbearbeiteten Ziegeln oder aus Formsteinen hergestellt. Im Putzbau macht man sie entweder massiv oder aus Stuckmasse und putzt sie mit Kalk oder Zementmörtel ab oder man fertigt sie aus Holz oder Zinkblech und streicht sie nachher an.

Auf die Formgebung dieser Gesimse kann hier natürlich nicht näher eingegangen werden. Im allgemeinen hat man festzuhalten, daß bei einstöckigen Gebäuden die Gesammthöhe des Hauptgesimses etwa $^1/_{18}$, bei Gebäuden von mehreren Stockwerken ungefähr $^1/_{24}$ der Gebäudehöhe, vom Erdboden bis an die Dachtraufe gemessen, beträgt. Die Ausladung ist gewöhnlich gleich der Höhe des Gesimses, wird aber auch häufig bis auf $^1/_3$ derselben ermäßigt.

Gurtgesimse sind diejenigen wagrechtlaufenden Gesimse, welche als Andeutungen geschossartiger Teilungen jedesmal da liegen, wo sich eine Decke befindet. Bandgesimse entsprechen den Fenstersohlbänken, nur dass sie nicht, wie diese unter einzelnen Fenstern liegen, sondern über die ganze Breite des Gebäudes hinweggehen. Im allgemeinen kann man annehmen, dass bei Geschosshöhen von 3 bis 4 m die Gurtgesimse 30 bis 35 cm, die Bandgesimse dagegen 15 bis 20 cm breit gemacht werden. Bei abzuputzenden Häusern werden derartige Gesimse, der betreffenden Schablone entsprechend, vorgemauert und geputzt. Beim Ziegelrohbau werden sie aus Hausteinen oder Formsteinen oder gewöhnlichen Ziegeln hergestellt. An Stelle der Sohlbank- oder Bandgesimse oder auch der Sohlbänke treten, namentlich bei einfacheren Bauten in Ziegelrohbau, häufig schrägliegende Rollschichten, welche zugleich die Abwässerung bilden.

Die Sockel- oder Fußgesimse endlich werden entweder aus Werk- oder Hausteinen oder aus Ziegeln mit oder ohne Kalk- und Zementputz hergestellt. Sie bilden den oberen Abschluss der Sockel- oder Plinthenmauer, über welche das Nötige bereits mitgeteilt wurde.

Die Mauerflächen werden entweder roh gelassen oder mit einem Mörtelüberzuge, dem mehrfach erwähnten Putz überzogen.

Der Rohbau kann entweder in Ziegeln als Ziegelrohbau oder in Hausteinen als reine Arbeit oder endlich auch in Bruchsteinen ausgeführt werden. Bei Herstellung des Ziegelrohbaues ist darauf zu achten, dass an die Außenseite des Mauerwerkes nur Ziegel kommen, die gut gebrannt sind und eine schöne gleichmäßige Farbe haben.

Die zu einem Mauerwerke zusammenzusetzenden Steine werden, wenn sie durch Mörtel miteinander verbunden werden sollen, stark angefeuchtet, damit der Mörtel an den Steinen festhaftet. Die Ecken der Gebäude müssen nach dem Lote aufgebaut werden; damit die Lagerfugen gut wagrecht werden, kann man sich senkrecht stehender Latten, die mit einer Schichteneinteilung versehen sind, bedienen. Mit Hilfe dieser Teilung und des Richtscheites, der Lote und in ein Schnurgerüste eingespannter Schnüre wird sodann das Mauerwerk aufgeführt. Bei allen derartigen Mauerungen ist es Regel, den Mörtel in den Fugen nicht bis an die Außenseite der Mauer herangehen zu lassen. Die Fugen werden dann noch mit einem guten Zementmörtel völlig ausgefüllt, der das Auswaschen des Kalkmörtels durch den Regen verhindern soll. Man nennt dies das Ausfugen des Mauerwerkes.

Zu Mauern, bei denen es auf ein besonders gefälliges Aussehen ankommt, wendet man gepresste Ziegel an, die glatte Außenflächen und scharfe Kanten haben.

Bei einem Ziegelrohbau werden alle Fenstereinfassungen und sonstigen Gliederungen aus Ziegeln, bei gemischtem Rohbau dagegen aus Hausteinen oder Zementguss hergestellt. Bei einfachen Gebäuden, Fabriken und ländlichen Häusern führt man den Rohbau zuweilen in Bruchsteinen aus. Hierbei dürfen an den Außenseiten der Mauern nur so wenig als möglich kleinere Steinstücke verwendet werden. Da sich Fenstergerüste und Simse nicht aus Bruchsteinen herstellen lassen, so muss man dieselben hierbei entweder aus Ziegeln, aus Hausteinen oder aus Kunststeinen (Zementguss) anfertigen.

Das Putzen der Mauern erfolgt mit einem feineren Mörtel, dem Putz, welcher 1 cm, höchstens $1^1/_2$ cm stark auf die Mauerfläche aufgetragen wird. Soll an den geputzten Mauern Fugenschnitt angedeutet werden, so muss man den Putz stärker auftragen und dann die Fuge mit einer Lehre in den noch weichen Putz hineindrücken.

Das Putzen der Mauern darf erst vorgenommen werden, wenn dieselben vollständig getrocknet sind. Um den Putz haltbarer zu

machen, versieht man ihn mit besonderen Anstrichen. Diese bestehen entweder aus Kalkfarbe oder aus Oelfarbe. Beim Auftragen der letzteren müssen die Mauerflächen erst mit Leinölfirnis vorgestrichen und dann mit mehreren, gewöhnlich drei dünnen Farbenüberzügen und endlich nach dem Trocknen dieser mit dem letzten Farbentone, den die Außenseite erhalten soll, überzogen werden.

Die Einfriedigungsmauern. Diese freistehenden Mauern dienen zur Umgebung oder Einhegung von Grundstücken. Ihre Höhe beträgt zwischen 2 und 3,5 m. Die Stärke richtet sich nach der Ausführung, sowie nach dem verwendeten Materiale und schwankt zwischen $1^1/_2$ und 2 Stein, wenn die Mauer ohne Schäfte oder Verstärkungspfeiler aufgeführt wird. Werden solche jedoch angewandt, so braucht man die Schilder höchstens 1 Stein dick zu machen, während man die Pfeiler und Schäfte selbst $1^1/_2$ bis $2^1/_2$ Stein dick und breit macht. Die Entfernung der Pfeiler und Schäfte von einander soll höchstens gleich der doppelten Mauerhöhe sein. Die Gründung solcher Mauern kann bei Anwendung von Pfeilern und Schäften so ausgeführt werden, dass man nur diese genügend gründet und die Mauerschilder auf Bögen setzt, welche zwischen die Pfeilerfundamente eingespannt sind. Auf dem oberen Ende versieht man die Mauern meist mit einer Abdeckung von Steinplatten.

Solche Einfriedigungsmauern werden entweder in Roh- oder in Putzbau ausgeführt, doch ist ersteres stets vorzuziehen. Die Einfriedigungsmauern sind manchmal auch gemeinschaftliche Mauern und werden dann mitten auf die Grenze der beiden benachbarten Grundstücke gesetzt. Die Schäfte ragen in diesem Falle nach beiden Seiten vor und die Abdeckung erfolgt ebenfalls nach beiden Seiten hin. (Abb. 161.)

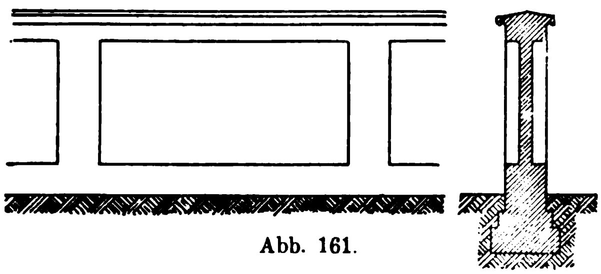


Abb. 161.

Die sämtlichen im vorstehenden besprochenen Wände und Mauern kann man auch gießen oder stampfen, worüber noch einige Worte folgen mögen. Das Fundament derartiger Mauern wird gewöhnlich aus einzelnen Steinen aufgemauert. Zur Herstellung der Mauern selbst wird ein als Form dienender Holzkasten verwendet,

der bei Stampfmauern mit Lehm, lehmigen Erden oder Stampfbeton ausgefüllt wird oder in den man bei Gussmauern die Gussmasse, Beton oder einen Brei aus Sand und Kalk eingießt. Nach dem Festwerden der Stampf- oder Gussmasse, die man wohl auch Pisee nennt, wird die Holzform entfernt. Man hat bereits ganze Gebäude auf diese Art hergestellt.

Häufig verblendet man auch die Mauern, indem man den in minderwertigem Baustoffe ausgeführten Kern derselben mit einer Hülle besseren Materiales umgiebt oder verkleidet und so dem ganzen Mauerwerke ein schönes Ansehen verleiht.

Die hölzernen Wände sind entweder Block- oder Fachwände. Eine Wand, welche durch Uebereinanderschichten von Bauhölzern gebildet wird, bei deren Herstellung man also gewissermaßen die Steinkonstruktion nachahmt, nennt man eine Blockwand und ein aus solchen Wänden zusammengesetztes Haus führt den Namen Blockhaus. An den Ecken der Blockhäuser, da wo zwei Blockwände zusammenstoßen, findet eine Ueberkreuzung der Balken statt, bei welcher man die Balken bis zu einer Tiefe von $^1/_4$ ihrer Höhe mit einer Verkämmung oder einer anderen ähnlichen Verbindung versieht. (Abb. 162.) Bei derartigen Wänden stopft man die zwischen den Bauhölzern bleibenden Fugen mit Moos aus, und verkleidet das Innere der Blockhäuser häufig mit Brettern.

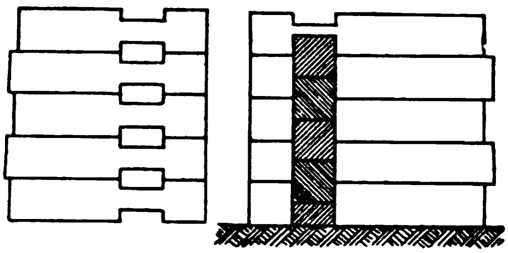


Abb. 162.

Von größerer Bedeutung als diese Blockwände sind die sogenannten Fachwerkswände, bei denen die einzelnen Bauhölzer zu möglichst unverschiebbaren Drei- und Vierecken miteinander verknüpft werden. (Abb. 163 und 164.) Hierdurch entsteht ein Gerippe, das Fachwerk, welches, um eine richtige Wand zu geben, mit irgendwelchem anderen Baustoffe ausgefüllt oder verkleidet werden muss. Gewöhnlich werden die Felder oder Fache

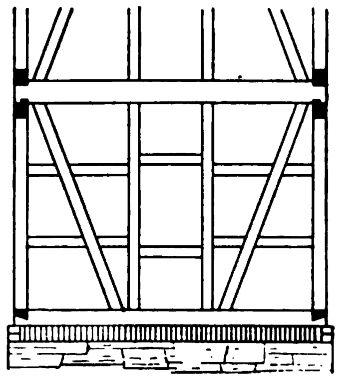


Abb. 163.

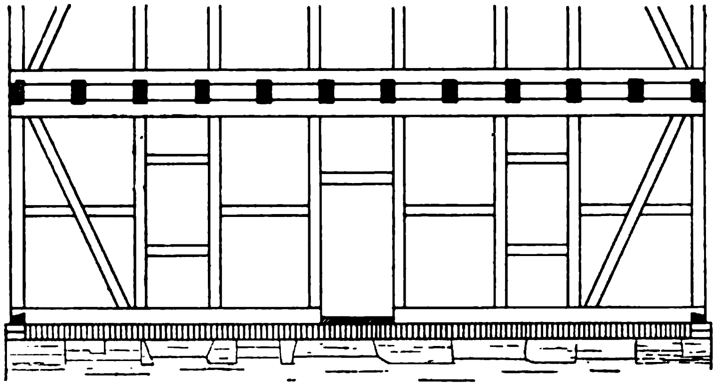


Abb. 164.

mit Lehm- oder Ziegelsteinen ausgesetzt oder mit Stakwerk (Wellerwand) ausgefüllt. Als Stärke der Fachausfüllungen genügt in den weitaus meisten Fällen $^1/_2$ Steinlänge. Damit die Füllung nicht aus den Fachen herausgedrückt werden kann, ist sie mit den Hölzern des Fachwerkes noch irgendwie in festere Verbindung zu bringen. Dies geschieht am einfachsten durch dreieckige Leisten, die an die Hölzer genagelt werden (Abb. 165.) und entsprechende dreieckige Nuten, welche in die Randsteine der Fachausfüllung einzuhauen sind und in welche die erwähnten Leisten eingreifen.



Abb. 165.

Das untere wagrechte Holz eines Fachwerkes nennt man die Schwelle, das obere den Rahmen. Die diese beiden miteinander verbindenden, senkrecht stehenden Hölzer heißen die Säulen oder Stiele des Fachwerkes. Außerdem sind Schwelle und Rahmen durch schrägliegende Hölzer, die sogenannten Streben, verbunden; auch kommen noch Hölzer vor, welche wagrecht zwischen den Säulen und Streben liegen und Riegel heißen. Die meisten Fachwerksteile sind durch Verzapfung mit einander verbunden; an der Stelle aber, wo eine Strebe einen Riegel kreuzt, findet eine Verblattung statt und in den Ecken, wo verschiedene Fachwerkswände zusammenstoßen, kommen auch Verkämmungen vor.

Die Stärke der Fachwerkshölzer nimmt man für Stockwerkshöhen bis zu etwa 3,5 m zu 12 bis 16 cm im Quadrate an, je nachdem die Wand ganz verputzt werden soll oder nicht. Die Entfernung der Säulen von einander beträgt 0,9 bis 1,5 m und wenn Streben vorhanden sind bis 2,0 m.

Solche Fachwerkswände können sowohl Umfassungswände, als auch Zwischenwände sein; doch kommen Umfassungswände jetzt meist nur noch bei ländlichen Gebäuden und Gebäuden, die nicht für längere Dauer bestimmt sind, zur Anwendung. Eine Zunahme der Stärke nach unten hin, ein Absetzen, wie dies bei steinernen Umfassungswänden gebräuchlich und nötig ist, ist hierbei nicht erforderlich.

In Betreff der Konstruktion kann man die Umfassungswände verschieden behandeln. Hat ein Gebäude zwei Stockwerke, so müssen im allgemeinen auch zwei Fachwerkswände aufeinander gestellt werden, zwischen welche die Köpfe der Zwischenbalken eingespannt werden (vgl. Abb. 163 und 164). Diese Balken werden sowohl mit dem Rahmen der unteren, als auch mit der Schwelle der oberen Wand durch Verkämmung verbunden. Bei zwei sich rechtwinklig kreuzenden Wänden kann man, wie auch die Skizzen zeigen, den am weitesten außen liegenden Ort- oder Giebelbalken gleichzeitig als Rahmen und Schwelle für die Seitenwände benutzen. Solche Wände nennt man Fach- oder Riegelwände mit Saumschwellen. Die Konstruktion hat das Eigentümliche, daß die einzelnen Stockwerke als selbständige Ganze einzeln aufeinander gesetzt werden und nur durch Verzapfungen und Verkämmungen miteinander verbunden sind, die keine besonders feste Vereinigung gestatten. Eine andere, bei übereinanderstehenden Wänden angewendete Konstruktion ist die mit durchgehenden Säulen (Abb. 167).

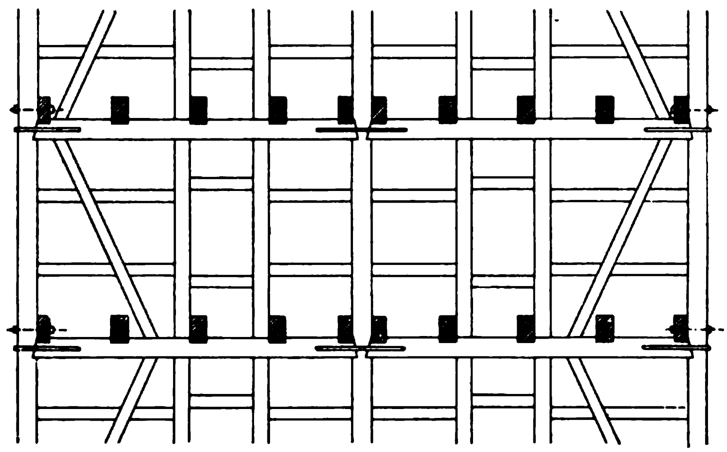


Abb. 167.

Bei denselben gehen die Ecksäulen, sowie einige Zwischensäulen durch mehrere, gewöhnlich zwei Stockwerke hindurch. Zwischen die Säulen werden Schwellenriegel mit Versatzung eingebracht und durch eiserne Bänder und Bolzen befestigt. Auch die Giebel- oder Ortbalken und einige Mittelbalken werden mit den Säulen verbolzt, wodurch das ganze Zimmerwerk eine größere Festigkeit erhält. Selbstverständlich werden auch Streben, die hie und da auch durch mehrere Stockwerke hindurchgehen, eingefügt, welche eine Verschiebung der Fachwerks- oder Riegelwände verhindern sollen. Da eine solche Verschiebung besonders durch starken Winddruck hervorgerufen werden kann, so nennt man diese Streben hier, wie bei den andern Fachwerken wohl auch Windstreben oder Windbänder.

Das Fundament eines Fachwerkgebäudes wird in Bruchsteinen oder in scharfgebrannten Ziegeln aufgemauert; dabei lässt man einen Sockel aus Stein zu Tage treten, der meist mit einer Rollschicht aus Ziegeln abgeglichen wird und auf welchen man den Schwellenkranz auflegt und befestigt. Wegen der Einwirkung der Bodenfeuchtigkeit benutzt man für die Schwellen der Umfassungswände gern Eichenholz. Nur bei ganz untergeordneten Gebäuden führt man kein gemauertes Fundament aus, sondern setzt das Fachwerk auf einzelne Pfähle, wobei dann die unterste Schwelle auf ebener Erde liegen muss.

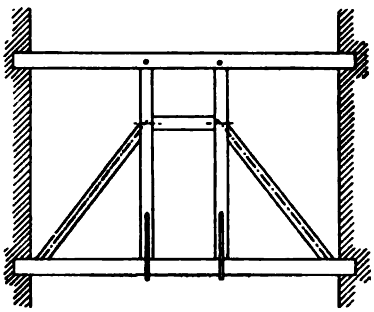
Die Fachwerkswände können sowohl geputzt als auch in Rohbau ausgeführt werden. In ersterem Falle kann man das Holzwerk verdecken oder sichtbar lassen. Soll das Holz verdeckt werden, so spitzt man die Außenseite desselben mit der Axt rauh, damit der Putz besser an ihr haftet, oder man benagelt das Holz mit Schilfrohr; man berohrt es. Das Schilfrohr wird hierbei mit Draht und Nägeln so befestigt, dass zwischen den einzelnen Rohrstengeln ein Zwischenraum von etwa $1/2$ cm bleibt, in welchem der Putz einen Halt findet. Wird die Fachwand als Rohbau hergestellt, so muss man die Fugen des Mauerwerkes mit Zementmörtel ausstreichen und das Holz der Fachwand mit Leinölfirnis tränken oder mit einem deckenden Oelfarbenanstrich versehen. Auch verbricht man dann wohl die Kanten des Holzwerkes, man fast sie ab. Es geschieht dies, wenn das Holzwerk eine größere Dicke als das Mauerwerk der Fachausfüllungen hat. Uebrigens bieten die hervorstehenden Holzkanten dem Regenwasser u. s. w. Gelegenheit zur Ansammlung. Das Wasser kann dann in die Verbindungsstellen des Fachwerkes

eindringen und zu schweren Beschädigungen führen. Es ist deshalb stets zweckmäßig, das Holzwerk nicht stärker als das Mauerwerk zu machen.

Mittelwände aus Fachwerk sind nur bei Gebäuden, welche selbst ganz aus Fachwerk bestehen, zu verwenden. Die Deckenbalken werden bei ihnen mit dem Rahmen der sie stützenden und mit der Schwelle der sie belastenden Mittelwand verkämmt. Die Mauerstärke der Mittelwände beträgt $^1/_2$ Stein.

An Stellen, wo Schornsteine oder Feuerungsanlagen anzubringen sind, sind die Fachwerkswände durch massive Mauerstücke oder Schäfte zu unterbrechen.

Bei den Scheidewänden aus Fachwerk, die auch in sonst ganz steinernen Gebäuden ausgeführt werden, sind für gewöhnlich keine Streben und Riegel erforderlich und nur, wenn die Stockwerkshöhe außergewöhnlich groß wird, ist es nötig, die Wand vollständig abzubinden. Meist sucht man es so einzurichten, dass über und unter die Scheidewand ein Deckenbalken zu liegen kommt. Man benutzt denselben dann gleichzeitig als Rahmen und Schwelle. Scheidewände, die hohl stehen, d. h. von unten her keine Unterstützung durch Säulen oder andere Wände erhalten, werden entweder abgesprengt oder aufgehängt. Beim Absprengen einer Wand kommt es darauf an, das Gewicht derselben möglichst auf die Enden des sie tragenden Decken- oder Schwellenbalkens zu übertragen, d. h. auf diejenigen Punkte, welche von unten gestützt werden. Nebenstehende Skizze (Abb. 167) zeigt die Konstruktion einer abgesprengten Wand, in der sich eine Thür befindet. Bei derselben geht der Thürriegel, welcher den Sturz des Thürgerüstes darstellt, in einem Spannriegel über. Die Streben, welche an ihren Enden durch Zapfen befestigt sind, übertragen das Gewicht der Wand auf die Enden der Schwelle. Diese Schwelle oder der tragende untere Deckenbalken ist mit den Säulen durch eiserne Klammern zu verbinden.


Abb. 167.

Bei der Aufhängung (Abb. 168) verbindet man die unter den Säulen befindlichen Punkte der Schwelle durch eiserne Stangen mit den Endpunkten des darüberliegenden Decken-

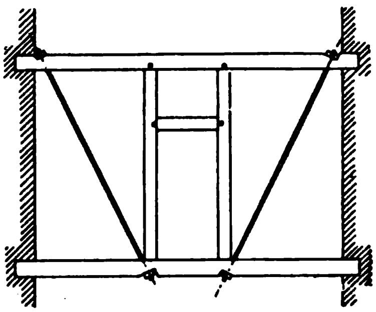


Abb. 168.

oder Rahmenbalkens. Für eine Spannweite von 7 m und eine Stockwerkshöhe bis zu 4 m genügt eine Stangenstärke von 2,5 cm. Die Ziegel sind beim Aussetzen der Wand um diese Stangen herumzumauern. Die Thürsäulen müssen bei den abgesprengten und bei den aufgehängten Scheidewänden durch die ganze Wandhöhe gehen und oben und unten in die Deckenbalken eingreifen.

Im Anschluss an die Fachwerkswände sind hier noch die Bretter- und Lattenwände zu erwähnen. Zum Gestelle für diese Wände nimmt man die Hölzer etwa 7 bis 9 cm im Quadrat stark an. Das Gestelle besteht aus Schwelle, Rahmen, Säulen und Riegeln, an denen die Befestigung der Bretter und Latten durch Nägel erfolgen kann. Diese Benagelung findet entweder auf beiden Seiten der Wand oder, wie es meist geschieht, nur auf einer Seite statt. Die Zwischenräume zwischen den Latten einer Lattenwand nimmt man gleich der Lattenbreite an, die Fugen einer Bretterwand bedeckt man gewöhnlich mit gehobelten Leisten.

Thürgerüste aus Holz finden nicht nur in Fachwerksgebäuden, sondern auch in steinernen Häusern Anwendung, doch sind derartige hölzerne Gerüste oder Zargen in steinernen Wänden meist nur auf die Thüren innerer Räume beschränkt. Die Zargen sind für sich bestehende, vollständig abgebundene Holzgerüste, die aus Schwellen, Rahmen, Säulen und hie und da auch aus Riegeln zusammengesetzt sind. Man unterscheidet Bohlen- und Kreuzholzzargen. Die ersteren (Abb. 169) bestehen aus Brettern oder Bohlen, die letzteren (Abb. 170) aus Hölzern von quadratischem Querschnitte. Die wagrecht querliegenden Teile einer Zarge also ihre Schwellen und Rahmen lässt man beiderseits ungefähr 15 cm über die Säulen vorstehen, versieht sie, wenn sie aus Bohlen bestehen, zur besseren

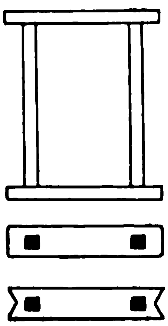


Abb. 169.

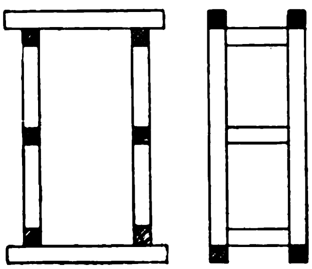
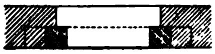
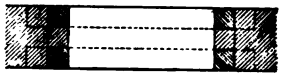


Abb. 170.

Befestigung mit sogenannten Ohren oder dreieckigen Ausschnitten und mauert sie ein. Die einfachen Zargen lässt man häufig über die Leibungsflächen der Thüröffnung hervortreten und bildet so einen Anschlag für die Thüre, wie Abbildung 171 im Grundrisse zeigt. Bei den doppelten Zargen werden die Hölzer ganz in die Wand eingelassen (Abb. 172), sodass die Wände der Thüröffnung Ebenen bilden. Der Hauptvorteil der doppelten Zargen besteht darin, dass man sämtliche Verkleidungsbretter bequem annageln kann.


Abb. 171.


Abb. 172.

Das obere Querstück, der Ueberschweif, muss durch einen Mauerbogen entlastet werden, damit er nicht durch die darüber liegende Mauermasse zerbrochen wird. Die obere Seite der Schwelle ist in gleiche Höhe mit dem Fußboden zu legen und mit einem besonderen Trittbrette zu bedecken. Ist die Mauer nur einen Stein stark oder noch dünner, so wendet man zu den Thürgerüsten Bohlen von entsprechender Breite an, oder man setzt zwei schmale Kreuzholzzargen unmittelbar nebeneinander. Hölzerne Fenstergerüste kommen bei massiven Wänden fast gar nicht zur Anwendung.

Bei Fachwerkswänden sind Thür- und Fenstergerüste sehr leicht herzustellen. Wie bereits bemerkt wurde, müssen die Säulen dieser Gerüste vom Fußboden bis zur Decke reichen, woselbst sie eingezapft werden. Der Sturz der Thüren und Fenster und die Sohlbank der Fenster werden dann einfach durch Riegel gebildet.

Auch Eisen wird in neuerer Zeit vielfach bei der Herstellung von Wänden benützt. Wände, welche im Ganzen aus Eisen bestehen, kommen jedoch nur selten vor und zwar nur, wenn sie zum Abschluss kleinerer Unterabteilungen im Innern größerer Gebäude, also als Zwischenwände dienen sollen. Sie bestehen dann einfach aus glattem oder gewelltem Bleche, welches durch Schrauben und Nieten mit den benachbarten Konstruktionsteilen verbunden wird.

Viel mehr Anwendung finden dagegen jene Wände, die aus einem eisernen Fachwerke bestehen, welches mit Blech und zwar meist Wellblech oder mit Holz oder mit irgend einem anderen Stoffe verkleidet oder mit Steinen ausgesetzt ist.

Die eisernen Verkleidungen sind stark wärme- und schalldurchlässig und eignen sich daher nicht ohne weiteres zu Wänden für

Räume, in denen sich Menschen aufhalten; nur doppelte Wände aus Blech mit zwischenliegender Luftschicht oder Holzaschefüllung können hierfür in Frage kommen. Dagegen sind Fachwerkswände aus Eisengerippen mit Verkleidung dieser Gerippe durch einen passenden Baustoff oder mit Steinaussetzung der Gefache sehr zweckmäßig und finden in neuerer Zeit immer mehr Anwendung. Eiserne Fachwerke zeichnen sich in vielen Fällen durch geringeres Gewicht vor den hölzernen Fachwerken aus. Da sie ferner auch, wenn ihre einzelnen Bestandteile einmal richtig zusammengepasst waren, leicht auseinander genommen und wieder zusammengesetzt werden können, so eignen sie sich besonders für solche Fälle, in denen es sich darum handelt, möglichst schnell für Menschen, Tiere, Waren und Geräte ein festes, dauerhaftes und gesundes Unterkommen zu schaffen.

Die Eisenfachwerke, welche sowohl bei Umfassungs- als auch bei Zwischenwänden Anwendung finden, sind den Gerippen der früher besprochenen Holzfachwerkswände nachgebildet und haben wie diese Schwellen, Rahmen, Riegel, Streben und Säulen, die hier auch den Namen Ständer führen. Es kommt bei der Konstruktion dieser Wände, wie früher vor allem darauf an, eine Verschiebung des Rahmens gegen die Schwelle zu verhindern. Dies erreicht man am besten durch Anwendung von Streben oder von Verkreuzungen, sodass Dreiecksverbände geschaffen werden.

Die Entfernung der Säulen oder Ständer von einander beträgt wie bei den hölzernen Fachwerken 0,9 bis 2 m, stehen sie nur 1 m und darunter auseinander, so sind Streben, die man bei Zwischenwänden überhaupt gern weglässt, nicht erforderlich.

Die Höhe dieser Fachwerkswände beträgt gewöhnlich bis zu 3,5 m. Für diese Höhe genügt die Benutzung der Normalprofile von der No. 14. Es werden also bis zur Stockwerkshöhe von 3,5 m ohne weiteres L-, I-, [-, T- und Z-Eisen von 14 cm Höhe angewendet. Sind höhere Fachwerke nötig, so müssen die Teile derselben, die Ständer, Rahmen und Riegel genauer berechnet werden; namentlich sind die Umfassungswände gegen den Winddruck genügend fest zu machen. Die Berechnung kann dann in folgender Weise geschehen (vergl. Lauenstein a. a. O.).

Die Größe des Winddruckes nimmt man zu

$$d = 150 \text{ kg/qm}$$

an. Dieser Winddruck wird von der Füllung der Gefache oder

der Verkleidung aufgenommen und auf die Riegel und Ständer übertragen. In dem skizzierten Fachwerke (Abb. 173) ist die Belastung eines Riegels durch den Winddruck

$$Q = d \cdot \frac{h}{2} \cdot l$$

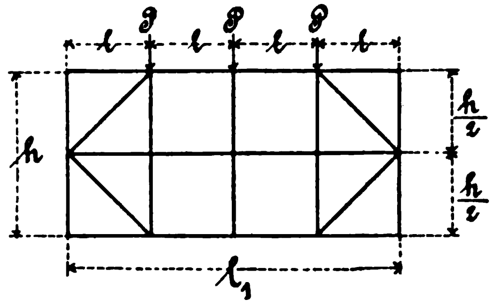


Abb. 173.

und demnach das für einen Riegel erforderliche Widerstandsmoment

$$W = \frac{\left(d \frac{h}{2}\, l\right) l}{8\, k} = \frac{Q \cdot l}{8\, k},$$

worin k die zulässige Belastung oder Inanspruchnahme auf Biegung aus der früher mitgeteilten Tabelle ist.

Die Ständer werden durch die gleichförmig verteilte Windbelastung senkrecht zu ihrer Längsachse und außerdem noch durch die in Richtung der Achse wirkende, von der zu tragenden Decken- oder Dachkonstruktion herrührende Last P beansprucht.

Die durch den Winddruck erzeugte Spannung k_1 ergiebt sich aus der Formel:

$$k_1 = \frac{(d.l.h)\, h}{8\, W.} = \frac{2\, Q\, h}{8\, W.} = \frac{Q \cdot h}{4\, W}.$$

Die durch die Last P hervorgerufene Spannung ist

$$k_2 = \frac{P}{f},$$

wenn f den Querschnitt des Ständers bedeutet. Dieser hat demnach solche Abmessungen zu erhalten, dass die entstehende Gesamtspannung

$$k = k_1 + k_2$$

den in der früher mitgeteilten Tabelle verzeichneten zulässigen Wert nicht überschreitet.

Zur Berechnung des Rahmens genügt es, die als gleichförmig verteilt anzusehende Last, den Winddruck auf die halbe Wandfläche $d \frac{h}{2} l_1$ zu berücksichtigen. Das erforderliche Widerstandsmoment für den Rahmen ist dann

$$W = \frac{\left(d \cdot \frac{h}{2} \cdot l_1\right) l_1}{8\, k}.$$

Die Streben, welche nur zur Versteifung der Eckgefache bestimmt sind, brauchen bei so einfachen Wänden nicht besonders berechnet zu werden, ebensowenig ist dies für die Schwellen erforderlich, da diese stets gut mit dem Fundamente zu verbinden sind.

Die den so ermittelten Widerstandsmomenten entsprechenden Querschnitte findet man leicht mit Hilfe der früher mitgeteilten Tabellen für Walzeisen.

Die Ecksäulen oder Eckständer der Eisenfachwerke bestehen meist aus Winkeleisen, können unter Umständen aber auch aus [-Eisen, T-Eisen oder I-Eisen hergestellt sein. Riegel und Streben werden aus L- oder T-Eisen gemacht, bei kleineren Gebäuden wohl auch aus Flacheisen. Zu Rahmen und Schwellen wird T- oder L-Eisen benutzt. Fenster und Thüröffnungen werden aus Winkel- oder T-Eisen unter Zuhilfenahme von Flacheisen gebildet. Die Stellen, an denen sich mehrere der besprochenen Konstruktionsteile treffen,

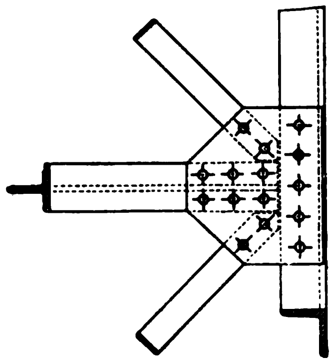


Abb. 174.

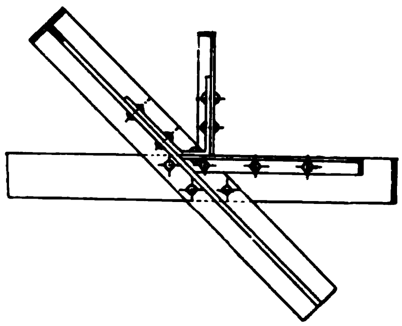


Abb. 175.

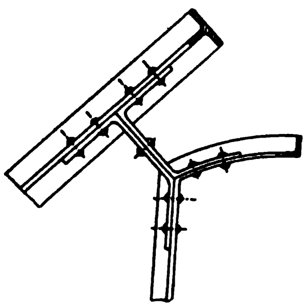


Abb. 176.

wo sie also miteinander verknüpft werden, nennt man Knotenpunkte. An den Knotenpunkten wendet man mit Vorteil Unterlags- oder Knotenbleche an, welche die Verbindung der einzelnen Konstruktionsteile miteinander wesentlich erleichtern. Einige hierher gehörige Verbindungen zeigen die beigefügten Abbildungen 174 bis 176.

Die das Fachwerk bildenden Profileisen sind auch mit Rücksicht

auf das Bekleidungs- oder Ausfüllungsmaterial zu wählen. Sollen die Gefache mit Ziegelmauerwerk oder Beton ausgefüllt werden, so müssen die Ständer und Riegel solche Querschnitte bekommen, an denen das Mauerwerk einen festen Halt findet; es werden hierzu also besonders ⊏- und I-Eisen verwendet. Die Skizzen

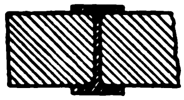


Abb. 177.

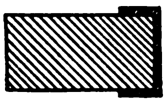


Abb. 178.

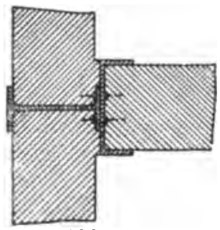


Abb. 179.

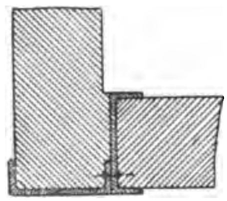
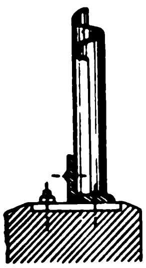


Abb. 180.

(Abb. 177 bis 180) zeigen einige der hierbei häufig ausgeführten Anordnungen.

Eine eigentliche Schwelle ist bei ausgesetzten Fachwerken nur dann nötig, wenn das Gebäude keine durchgehenden Fundamentmauern hat, sondern auf Pfeilern ruht. Ist Fundamentmauer vorhanden, so werden die Ständer mit dem Fuße unmittelbar in der Mauer festgemacht. Wird eine besondere Schwelle angewandt, so nimmt man dazu ein liegendes ⊏-Eisen, dessen nach oben gerichtete Flanschen das Füllmauerwerk umfassen.



Als Schornsteine oder Rauchröhren kann man bei derartigen Eisenfachwerkshäusern Thonrohre oder Blechrohre, die mit Thonrohren ummantelt sind, benutzen. Solche Fachwerksgebäude sind besonders für unsicheren Grund, wie er z. B. in Bergbaugegenden sehr häufig vorkommt, zu empfehlen; ebenso für Orte, an denen Erderschütterungen nicht zu den Seltenheiten gehören.

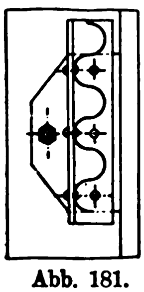


Abb. 181.

Bei Wellblechverkleidung ist das Fachwerk so einzurichten, dass sich das Blech leicht an die einzelnen Teile des Gerippes anbringen lässt. Zur unteren Schwelle wird dann gewöhnlich ein Winkeleisen genommen, welches so gestellt wird, dass sein vertikaler Schenkel innen liegt (Abb. 181). Für die Eckständer

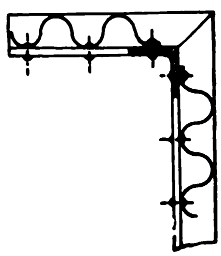


Abb. 182.

ist, wie schon gesagt wurde, das L-Eisen ebenfalls das geeignetste Profil. (Abb. 182.)

Bei solchen Wellblechhäuschen, deren Umfassungswände verhältnismäßig wenig Steifigkeit besitzen, muss am oberen Rahmen eine Windverbindung angeordnet werden, was dadurch geschieht, dass man die einander gegenüberstehenden Ständer mit einander verbindet und die gegenüberliegenden Wände durch Schrägbänder miteinander verspannt.

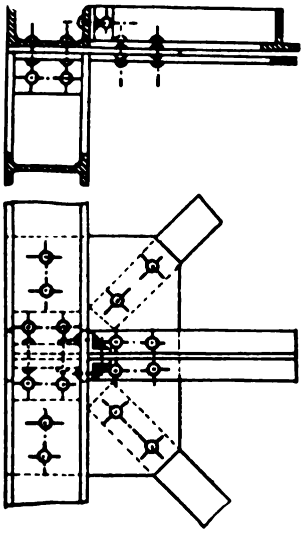


Abb. 183.

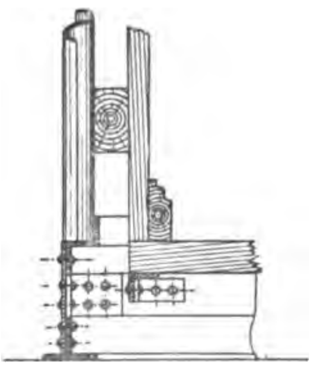


Abb. 184.

In derselben Weise muss man lange Wände behandeln, die nicht durch Zwischenmauern gestützt sind. Abbildung 183 zeigt einen derartigen Knotenpunkt.

Bei ganz leichten Wellblechhäuschen sind massive Fundamente nicht erforderlich, es genügen vielmehr einfache Unterlagen. Der Sockel solcher Häuschen, die als Wächterbuden u. s. w. dienen, wird aus einem Kranze von ⊥-Eisen und gewöhnlichem Bleche hergestellt. Dieser Kranz kann dann ein Geviert aus Z-Eisen tragen, das den Wellblechwänden die nötige Unterstützung gewährt. Die Ecken und die Thür- und Fensteröffnungen werden in bekannter Weise aus L-Eisen gebildet. Auf den inneren Seiten der Wellblechwände wird häufig eine Bretterverschalung angebracht, deren Fugen mit Leisten überdeckt sind, während die äußere Wand mit der innern durch wagrecht liegende und senkrecht stehende Hölzer derart verbunden ist, dass zwischen beiden ein Hohlraum von etwa 25 mm Weite entsteht (Abb. 184).

An Stelle der Wellblechverkleidung wendet man auch Verkleidungen aus anderen Baustoffen an, welche sich so leicht wie Holz behandeln lassen, aber vor dem Holze den Vorzug der Feuersicherheit in mehr oder weniger hohem Maße voraus haben. Einige der hierher gehörigen Ausführungen mögen noch kurz besprochen

werden. Dieselben sind sämtlich auch zur Verkleidung von hölzernen Fachwerken geeignet.

Da ist zunächst das sogenannte Xylolith oder Steinholz zu erwähnen. Dasselbe ist nach der Angabe seines Erfinders ein unter besonders hohem Drucke (150 at) hergestelltes Kunstprodukt aus weichen Sägespänen, Chlormagnesium und gebranntem Magnesit. Es bildet ein sehr zähes und festes Material von vorwiegend holzartiger Beschaffenheit und vereinigt gewissermaßen die Vorzüge des Holzes mit denen eines wetterfesten Steines. Es brennt selbst bei den höchsten Hitzegraden nicht mit heller Flamme, sondern verkohlt bei langandauernder Einwirkung grosser Hitze nur langsam. Infolge des bei seiner Herstellung angewandten hohen Druckes ist das Xylolith sehr dicht und saugt daher nur verhältnismäßig wenig Wasser auf, so dass es vom Froste nicht leidet. Die erwähnte Dichtigkeit verhindert das Eindringen von Schwammsporen in den Baustoff und gewährt demnach Sicherheit auch gegen Schwammbildung und Fäulnis. Das Steinholz lässt sich wie hartes Holz bearbeiten, also mit Säge, Hobel, Stemmeisen, Löffel- und Centrumbohrer, Raspel und Feile. Auch gegen Anstriche verhält es sich wie Holz. Das Xylolith wird in quadratmetergroßen Platten hergestellt und 12 bis 15 mm dick als Verkleidung auf die Eisengerippe geschraubt, wobei die Platten mit Feder und Nut versehen werden.

Ein anderes Verkleidungsmittel für Fachwerke bilden die sogenannten Gipsdielen. Diese Gipsdielen sind mit einer gewölbten Spundung versehen (Abb. 185) und bestehen aus einer besonders zubereiteten Gipsmasse, welcher durch Beimengung von festbindenden und von lockeren Stoffen, sowie durch Einlage von Schilfrohr u. s. w. eine große Leichtigkeit und Zähigkeit verliehen wird. Die Gipsdielen werden in einer Länge von 2,5 m, einer Breite von 20 bis 25 cm und in Dicken von 2,5 bis 12 cm hergestellt; sie lassen sich wie Holz sägen und nageln. Leider bieten sie, infolge ihres Gefüges, dem Ungeziefer leicht Gelegenheit zum Unterschlupf. Um dies möglichst zu vermeiden, sollten sie, namentlich in den Stoß- und Lagerfugen stets sorgfältig verputzt werden. Da sie eine rauhe Oberfläche haben, an welcher der Putz gut haftet, ist dies nicht schwer zu erreichen.



Abb. 185.

Die Gipsdielen werden einfach aufeinander gelegt und mit Schrauben oder Nägeln befestigt. Sie bilden eine recht gute Um-

hüllung gegen Schall u. s. w., und Versuche haben erwiesen, dass sie wirklich feuerbeständig sind. Gegen die Einwirkung von Dünsten und Niederschlägen werden die Gipsdielen auch häufig mit einer Asphaltpappenschicht versehen.

Zu Umfassungswänden benutzt man die Gipsdielen nur selten, oft aber zu Scheidewänden.

Uebrigens können Scheidewände aus solchen Gipsdielen auch ohne ein eigentliches Fachwerksgerippe hergestellt und daher in jedem Gebäude angewendet werden. Es werden dann nur in Entfernungen von 2,5 bis 5 m Pfosten aus Holz oder geeignetem Walzeisen aufgestellt, die Gipsdielen dazwischen im Verband aufgesetzt, (Abb. 186) und die Stoßfugen, besonders aber die Fugen an den Pfosten mit Gipsmörtel ausgegossen oder verputzt. An den Stoßfugen werden die Gipsdielen behufs festeren Verbandes mit gewöhnlichen Drahtstiften zusammengenagelt. Die Pfosten selbst werden berohrt oder bedrahtet und mit überputzt, damit sie vor den Angriffen einer Feuersbrunst gesichert sind.

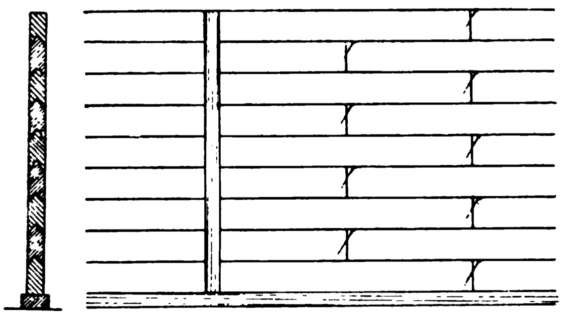


Abb. 186.

Sehr beachtenswert und verbreitet sind ferner die Wände mit sogenanntem Rabitzputz*). Der Hauptzweck desselben besteht darin, Wandflächen herzustellen, welche der Einwirkung von Feuer, Erderschütterungen u. s. w. widerstehen. Im wesentlichen bestehen die Rabitzschen Wände aus einer Mörtelmasse, welche auf ein ausgespanntes Drahtgewebe beiderseits so aufgetragen wird, dass das Drahtgewebe die Mitte der dadurch entstehenden, gewöhnlich 40 bis 50 mm dicken Wand bildet. Bevor der Mörtel aufgetragen wird, ist ein Drahtgewebe von etwa 20 mm Maschenweite aus 1,2 mm starkem Eisendrahte straff nach allen Seiten in die Lage, in welcher die Wand verbleiben soll, auszuspannen. Auf dieses aufgespannte Netz trägt man zuerst von einer Seite einen Mörtel auf, welcher aus einem Gemenge von Gips, Kalk, scharfem

*) Zeitschrift des Vereines deutscher Ingenieure 1887. S. 854.

Sand und einem Zusatz von Kuhhaaren besteht. Dieser Mörtel ist so steif anzumachen, dass er sich wie ein dicker Brei in das gespannte Drahtnetz hineindrücken lässt. Er ballt sich dann nach der entgegengesetzten Seite um und wird dadurch so stark festgehalten, dass es sehr schwierig sein würde, ihn wieder zu beseitigen. Ist so die eine Seite der Wand ausgeführt worden, so kann sie von der anderen Seite fertig gemacht werden. Der hier aufzubringende Mörtel verbindet sich mit dem zuerst aufgetragenen zu einem gleichartigen Ganzen. Schließlich werden beide Seiten glatt geputzt, womit dann die Arbeit beendet ist. Schon nach wenigen Stunden ist die Masse vollständig erhärtet. Durch das Eintrocknen derselben spannt sich das Netz noch mehr an und das Ganze bildet dann eine einzige Platte, bei der keine Spalten, Risse oder Ablösungen entstehen können, da die eiserne Seele auch größere Flächen so fest zusammenhält, dass selbst starke Bewegungen und größere Erschütterungen ohne Nachteil ausgehalten werden. In den Fällen, wo Einwirkungen durch Feuchtigkeit zu befürchten sind, wendet man Zementmörtel an. Ein ganz besonderer Vorzug der Rabitzwände ist die durch dieselben zu erzielende Sicherheit gegen Brandschaden, sowie in gesundheitlicher Beziehung die Fernhaltung aller schädlichen Ausdünstungsstoffe. Gegen Wärme und Kälte wird genügender Schutz durch die Anwendung doppelter Wände gewährt, deren jede nur auf einer Seite geputzt zu sein braucht.

Große Aehnlichkeit mit den eben besprochenen Rabitzwänden haben die nach der Bauweise von Monier*) ausgeführten; während aber die Rabitzwände rein willkürlich angenommen werden, sind die Monierwände, wie alle übrigen nach dieser Bauweise hergestellten Bauteile das Ergebnis eingehender theoretischer Betrachtungen.

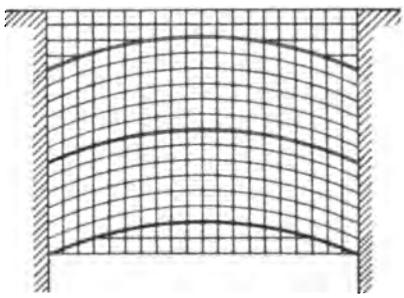


Abb. 187.

In der Movierschen Bauweise werden nicht nur eingespannte und freitragende Zwischenwände (Abb. 187) ausgeführt, sondern ganze Häuser und andere Bauwerke mit allen ihren Bauteilen. Eine besonders zweckmäßige Anwendung hat sie z. B. im Metallhüttenwesen gefunden, wo man

*) Vergl. Wayss, das System Monier, Berlin.

unter anderem die Wände der Flugstaubkanäle in ihr hergestellt hat, welche durch ihre geringe Wandstärke die Gase schnell abkühlen und so zur Beförderung der Metallstaubgewinnung wesentlich beitragen. Selbstverständlicherweise können hierbei Gase, die den Zementmörtel zerstören, nicht in Frage kommen.

Die Stäbe der Eisengerippe bei dieser Bauweise haben gewöhnlich 20 bis 500 qmm Querschnitt (5 bis 25 mm Dicke) und bilden meist rechteckige Maschen von 40 bis 100 mm Weite. An den Kreuzungsstellen werden sie durch Bindedraht zusammengehalten damit sie beim Aufbringen des Zementmörtels nicht gegeneinander verschoben werden können (Abb 188, 189 u. 190).

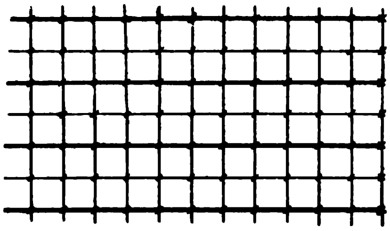


Abb. 188.

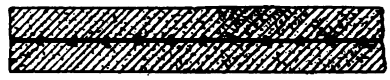


Abb. 189.



Abb. 190.

Das Eisengerippe wird fest vom Zemente eingeschlossen und das Ganze stellt eine gleichartige Masse dar, welche die Festigkeit des Steines mit der Dehnbarkeit des Eisens in sich vereinigt. Die physikalischen Eigenschaften des Zementmörtels und des Eisens begünstigen eine dauerhafte Verbindung beider, indem die Ausdehnung des Zementes und des Eisens unter Wärmeeinwirkung nahezu gleich ist. Von großer Bedeutung ist es auch, dass die Eisenstäbe innerhalb der Zementhülle nicht rosten. Die Eiseneinlagen nehmen die in den Bauteilen auftretenden Zug- oder Druckspannungen auf und der sie umhüllende Zement verhindert das Ausknicken der belasteten Stäbe, die er zu einem festen Systeme vereinigt, so dass alle in gehöriger Weise beansprucht werden; es kommt daher vor allem darauf an, dass die Eisenstäbe an den richtigen Stellen des Baukörpers liegen.

Die erste rechnerische Behandlung der Monierkonstruktionen gab M. Koenen im Jahrgange 1886 des Zentralblattes der Bauverwaltung. Er stellte bereits damals sehr einfache Formeln auf, die trotz der inzwischen vielfach erdachten anderen Theorien noch jetzt für die Praxis als völlig ausreichend und zuverlässig angesehen werden können.

3. Die Fußboden, Balkenlagen und Decken.

Die steinernen Fußboden finden sich entweder als sogenanntes Pflaster oder als Estrich ausgeführt. Das Pflaster wird aus einzelnen Steinen zusammengesetzt und unterscheidet sich dadurch von dem Estrich, der eine aus dem Ganzen bestehende Decke ohne Fugen bildet. Ein Pflaster, welches aus Platten oder Tafeln zusammengefügt ist, nennt man auch eine Tafelung.

Fußboden werden da aus Stein gemacht, wo die Einwirkung von Feuchtigkeit oder eine starke Abnutzung zu befürchten ist, desgleichen da, wo es die Feuersicherheit verlangt. Namentlich sind es Kellerräume, Hausfluren u. s. w., welche man mit solchen Fußboden versieht; doch ist zu bemerken, dass eigentliches Pflaster aus natürlichen Steinen, wie es zur Befestigung der Straßenoberflächen benutzt wird, im Inneren der Gebäude so selten vorkommt, dass hier umsoweniger darauf eingegangen zu werden braucht, als später, bei Besprechung des Straßenbaues, auf das eigentliche Pflaster nochmals zurückgekommen werden muss. Es sind hier nur die Pflasterungen, Tafelungen und Estriche zu betrachten, welche innerhalb bedeckter Räume zur Ausführung gelangen.

Die Steinplatten, aus denen die Tafelungen gebildet werden, bedürfen meist einer Unterlage, die aus verschiedenen Stoffen hergestellt werden kann. Zweckmäßig ist es, besonders wenn die Platten nicht genau gleiche Dicke haben, eine 7 bis 10 cm dicke Unterlage von Sand anzuwenden. Ist der Fußboden auf einem Gewölbe auszuführen, so bringt man auf dieses erst eine Schicht Schutt, Kies, Steinknack oder dergl. und breitet hierüber die Sandunterlage aus. Für gewöhnlich werden die Steine dann unmittelbar auf den Sand gelegt und nur in wenigen Fällen, wo eine große Festigkeit erforderlich ist, legt man sie in eine, auf die Sandschicht aufgetragene Mörtelbettung. Bei solchen Fußboden ist es üblich, die Fugen zwischen den Steinen mit Kalkmilch auszugießen oder mit Zementmörtel zu verstreichen.

Die Fußbodenplatten werden entweder aus natürlichen Steinen oder aus bildsamer Masse hergestellt. Die natürlichen Platten kommen sowohl als unregelmäßig geformte Stücke, die nur angenähert eine gleiche Dicke zu haben brauchen, als auch in regelrecht bearbeitetem Zustande zur Verlegung; die künstlichen Steine dagegen gelangen nur in regelmäßigen Formaten zur Anwendung. Von natürlichen Steinen liefern besonders der Gneis, der Granit, der Marmor, einzelne Schiefer- und verschiedene Sandsteinsorten gute Fußboden.

Gneis wird fast nur in unregelmäßigen Platten verlegt, die bloß auf der Oberfläche etwas bearbeitet sind; Granit und Sandstein dagegen werden meist genau bearbeitet. Bei kleineren derartigen Platten wird die Oberfläche quadratisch, bei größeren rechteckig gemacht. Die Stärke der Platten beträgt im Mittel 10 bis 12 cm und nur der für Fußboden sehr beliebte Marmor und der marmorähnliche Solenhofer Schiefer werden in dünneren Platten, etwa 5—6 cm stark, verwendet; alle diese Platten erfordern eine sehr sorgfältig hergestellte Unterlage. Die Fugenrichtung der aneinder stoßenden Stücke nimmt man gewöhnlich zu 45° gegen die Umfassung geneigt an; die verbandmäßige Anordnung der Steine ist dabei wenig im Gebrauche (Abb. 191). Fußboden, welche aus verschieden gefärbten kleineren, regelmäßig und unregelmäßig gestalteten Steinstücken zusammengesetzt werden, heißen Mosaikfußboden. Die kleinen Steinstücke derselben müssen stets sehr gut in Mörtel gelegt werden.

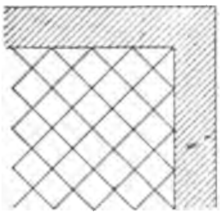


Abb. 191.

Die Tafelungsplatten aus natürlichen Steinen müssen an mindestens fünf Seiten bearbeitet werden, wenn sie einen schönen Fußboden geben sollen und sind daher etwas kostspielig. Man wendet deshalb weit häufiger künstliche Platten an. Auch bei solchen künstlichen Steinplatten wird eine Sandbettung ausgeführt, doch ist nur bei Benutzung von kleineren Stücken eine Mörtelunterlage erforderlich. Solche kleine Platten können übrigens auch auf Holz verlegt werden.

Sind Fußboden aus gewöhnlichen Normalziegeln herzustellen, so verlegt man dieselben gern verbandmäßig (Abb. 192 u. 193) und zwar entweder auf die flache breite Seite oder in Rollschichten. Außer diesen Ziegeln gewöhnlichen Formates benutzt man auch quadratische Ziegelplatten von verhältnismäßig geringer Stärke. Die Oberfläche derselben hat etwa 28 cm im Geviert und die Dicke beträgt ungefähr 5 cm Diesen Ziegelplatten sind die Thonplatten oder Fliesen ähnlich, welche verschieden gefärbt sind und gewöhnlich noch besondere Muster eingebrannt erhalten. Schließlich wendet man als Fußboden-

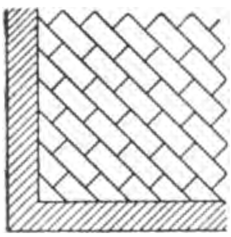


Abb. 192.

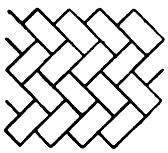


Abb. 193.

belag auch noch gegossene Zement- und gepresste oder gegossene Betonplatten an.

Die sogenannten Estriche bestehen aus einer anfänglich weichen, nach und nach erhärtenden Masse. Je nach dem verwendeten Stoffe unterscheidet man Lehm-, Gips-, Zement- und Asphaltestriche.

Der Lehmestrich kommt beim Häuserbau selten zur Ausführung, meist nur in Dachbodenräumen. Er wird in einer Schicht von 6 bis 7 cm Stärke aufgetragen, besitzt bei guter Bearbeitung eine große Festigkeit und gewährt auch Sicherheit gegen Feuersgefahr von oben. Häufig findet der Lehmestrich Anwendung bei Fußboden von Werkstätten und Scheunen in den sogenannten Tennen. Bei diesen kommt der Lehm, vermischt mit Rindsblut und Hammerschlag, in einer 24 bis 28 cm starken Schicht, ohne künstliche Unterlage zur Anwendung.

Der Gipsestrich wird etwa 5 cm stark auf eine Sandunterlage aufgetragen, für welche eine Stärke von 2 bis 2,5 cm ausreicht. Nicht unvorteilhaft ist es, den Gips mit feinem Sande zu vermischen. Die etwas erhärtete Gipsmasse wird mit besonderen Instrumenten festgeschlagen und dann durch eiserne Werkzeuge geebnet. Nach vollständiger Erhärtung wird der Estrich dann — natürlich nur, wenn kein Sand beigemischt ist, — abgehobelt und mit Leinölfirnis überzogen. Eine besondere Art Gipsestrich, unter welchen man kleinere Steinstücke mengt, ist der italienische Terrazzo.

Der Zementestrich erhält am besten eine aus etwa wallnussgroßen, scharfkantigen Stücken bestehende Unterlage von Steinknack. Bei der Herstellung dieser Fußboden muss man mit großer Sorgfalt verfahren. Der frisch ausgebreitete Zementmörtel ist z. B. vor den Einwirkungen der Sonnenstrahlen zu schützen und von Zeit zu Zeit anzufeuchten. Man kann solche Fußboden sowohl in Guss- als auch in Stampfbeton ausführen. Die Stärke der Zementmörtelschicht nimmt man in beiden Fällen zu etwa 5 bis 10 cm an, die der Steinschlagunterlage zu 10 cm.

Bei Asphaltestrich endlich wird für gewöhnlich ebenfalls eine Schicht von Gerölle, Steinknack oder Sand als Unterlage benützt. Kommt es jedoch auf große Festigkeit an, so verwendet man Ziegelpflaster oder Beton hierzu. Der angewandte Asphalt ist entweder natürlicher oder künstlicher Herkunft, doch kommt der erstere verhältnismäßig selten vor. Der künstliche Asphalt wird aus Teer bereitet. Zur Herstellung von Fußboden wird der Asphalt

eingeschmolzen und dann, nachdem er auf die betreffende Fläche ausgegossen worden ist, mittels geeigneter Instrumente geebnet und geglättet. Der natürliche Asphalt wird in Form von grobem Pulver auf der Unterlage ausgebreitet und mit heißen Stampfen, Walzen und bügeleisenartigen Werkzeugen zusammengedrückt. Ein Nachteil des Asphaltestriches ist der, dass er in größerer und anhaltenderer Sommerwärme erweichen kann. Die Asphaltdecke selbst wird nur 2 bis 2,5 cm stark gemacht.

Die hölzernen Fußboden und die hölzernen Decken werden an den Balkenlagen befestigt. Es ist deshalb zuerst das Nötige über diese Balkenlagen mitzuteilen.

Unter Balken versteht man die Hölzer, welche frei über einen Raum gelegt sind. In Gebäuden haben dieselben die Bestimmung für die unteren Räume die Decken, für die oberen aber die Fußboden zu tragen. Eine Folge solcher Balken, welche in gleicher Höhe in einem Gebäude nebeneinander liegen, nennt man eine Balkenlage. Man unterscheidet Stockwerks- und Dachbalkenlagen. Erstere liegen zwischen zwei Stockwerken, letztere unmittelbar unter dem Dachbodenraume.

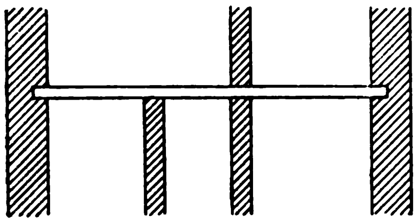


Abb. 194.

Die Balken, welche die Balkenlagen bilden, sind in der Regel außer an ihren Enden auch noch in einem oder zwei Zwischenpunkten gestüzt (Abb. 194); man lässt sie nämlich, wenn es irgend möglich ist, durch die ganze Gebäudetiefe gehen, wobei dann die erwähnten Zwischenstützungen durch die Mittelmauern des Gebäudes gegeben sind. Ein Zusammensetzen der Balken aus mehreren Stücken ist möglichst zu vermeiden und nur bei großen Gebäudetiefen kommt es vor; das Stoßen der Balkenenden hat dann auf einer Mittelmauer zu geschehen. Es wird dabei eine der früher besprochenen Verlängerungen ausgeführt, die dabei stets noch durch eiserne Schienen, welche durch Schraubenbolzen oder durch Nägel und Krampen befestigt sind, verstärkt werden.

Bei der Bestimmung der Querschnittabmessungen der einzelnen Balken sieht man davon ab, dass man es eigentlich meist mit sogenannten kontinuierlichen Trägern, das sind eben Träger,

welche auf mehreren Stützen aufruhen, zu thun hat; man nimmt vielmehr stets an, dass der Balken nur in seinen beiden Endpunkten unterstüzt sei. Als freie Länge des Balkens betrachtet man dann nicht die gesamte Spannweite, sondern nur die größte Teilspannweite, d. i. die größte Entfernung zweier benachbarter Unterstützungen. Ferner ist es zweckmäßig, bei der Berechnung immer anzunehmen, dass der Balken an seinen beiden Enden frei aufliege, also nicht eingespannt sei, selbst wenn er eingemauert ist; weil diese Einspannung nie zuverlässig genug herzustellen ist.

Für gewöhnliche Verhältnisse kann man etwa 7 m als Grenze der erwähnten größten Teilspannweite ansehen. Stark belastete Balken dürfen jedoch nicht viel über 5 m freiliegen. Die einzelnen Balken einer Balkenlage ruhen in gewissen Entfernungen neben einander. Diese Entfernung misst man von Mittellinie zu Mittellinie der benachbarten Balken und nennt sie Balkenweite. Stark belastete Balken erfordern eine geringere, weniger stark belastete eine größere Balkenweite. Dieselbe ist in ein und derselben Balkenlage, wenigstens in ein und demselben Raume, wenn irgend möglich, gleich zu machen und soll nie mehr als höchstens 1,25 m betragen. Im Durchschnitt nimmt man eine Entfernung von 1,0 m von Mitte zu Mitte Balken als nicht unzweckmäßig an. Bei schwerer belasteten Gebälken geht man mit diesem Maße auf 0,8 m und noch weiter herunter. Es ist im allgemeinen überhaupt gut, die Balken eng an einander zu legen. Denn je näher man sie zusammenrückt, desto schwächer können ihre Querschnittsabmessungen gehalten werden. Man geht deshalb in neuerer Zeit mit der Balkenweite bis auf 40 cm herab. Die Abmessungen des Balkenquerschnittes sind so zu wählen, dass bei einer bestimmten Spannweite und einer angenommenen Balkenweite durch die bleibenden und die wechselnden Belastungen keine Brüche oder nachteiligen Einbiegungen herbeigeführt werden können. Die bleibenden oder ständigen Belastungen bestehen aus dem Eigengewichte der Balken und dem Gewichte der auf, unter und zwischen den Balken befindlichen Dielen, Schalungen, Einschübe, Füllungen u. s. w; sie sind ziemlich genau bekannt. Die zufälligen, wechselnden oder Verkehrsbelastungen lassen sich dagegen nicht genau angeben und werden nach der Erfahrung ziemlich willkürlich angenommen. Beide, die Eigen- und die Verkehrsbelastungen, bilden die für die Abmessungen der Deckenbalken maßgebende Gesamtbelastung, die als gleichförmig verteilt angesehen wird. Für die am häufigsten vorkommenden

Deckenbelastungen hat man Tabellen zusammengestellt, von denen im folgenden einige mitgeteilt werden sollen.

Das Eigengewicht beträgt im Mittel bei

einer Balkenlage mit			einfacher Dielung	für das qm		Bodenfläche	100 kg
„	„	„	einfacher Dielung u. einfacher Decke	„	„	„	150 „
„	„	„	halbem Winkelboden oder mit Einschubdecke .	„	„	„	250 „
„	„	„	einfacher Dielung für Speicher und Erzboden . . .	„	„	„	250 „
„	„	„	ganzem Winkelboden	„	„	„	350 „

Die Verkehrslast kann man rechnen

bei Wohn- und Dachräumen zu	250	kg/qm	Bodenfläche
„ Menschengedränge zu	400	„	„
„ Heuboden zu	400	„	„
„ Kornspeichern	500	„	„
„ Salzspeichern, Erzboden und Werkstätten zu	600	„	„
„ Kaufmannsspeichern zu	750	„	„

Die Gesamtbelastung ist hiernach leicht zu bestimmen, sie beträgt

in Wohngebäuden bei Einschubdecke	$G = 500$ kg	für	1	qm	Bodenfläche
unter Werkstätten	$G = 850$ „	„	1	„	„
„ Erzboden	$G = 850$ „	„	1	„	„
„ Kaufmannsspeichern . . .	$G = 1000$ „	„	1	„	„

Die Last Q, welche auf einen einzelnen Balken in einer Balkenlage kommt, ermittelt man in der Weise, dass man zuerst die Grundfläche des zu überdeckenden Raumes berechnet, dann mit der entsprechenden Belastungszahl vervielfacht und schließlich durch die Zahl der Balkenfache teilt. Die Berechnung der Querschnittsabmessungen der Balken ist sehr einfach. Da wir nämlich angenommen haben, dass der Balken an seinen Enden frei aufruhe und dass die Last Q gleichförmig über ihn verteilt sei, so haben wir die bekannte Formel:

$$W \cdot k = \frac{Q\,l}{8}$$

zur Anwendung zu bringen. Hierin bedeutet W das Widerstandsmoment des Balkenquerschnittes, k die zulässige Beanspruchung des Holzes und l die vorkommende größte Teilspannweite. Die Formel $Wk = \frac{Q\,l}{8}$ ist aus dem bekannten Grundgesetze für die Biegungsfestigkeit $M = S \,.\, W$ abgeleitet worden, welches besagt, dass in jedem Querschnitte eines gebogenen Trägers zwischen den äußeren und inneren Kräften dann Gleichgewicht vorhanden ist, wenn die Summe der Momente der äußeren Kräfte (M) gleich dem Produkte aus der größten Spannung (S) und dem Widerstandsmomente (W) ist. Aus der mitgeteilten Formel folgt sogleich

$$W = \frac{Q \,.\, l}{8 \,.\, k}.$$

W hat, da der Querschnitt der Balken stets ein Rechteck ist, wie bekannt, den Wert:

$$W = \frac{b \,.\, h^2}{6},$$

worin b die Breite und h die Höhe des Balkens bezeichnet.

Da man nun immer die Breite b eines Balkens als in einem bestimmten Verhältnisse zur Höhe h stehend annimmt, allgemein also:

$$\frac{b}{h} = a$$

setzt, so folgt unmittelbar für die erforderlichen Abmessungen des Balkens:

$$h = \sqrt[3]{\frac{6 \,.\, W}{a}} \text{ und } b = ah.$$

Nach den Regeln der Festigkeitslehre ergiebt sich als bestes Verhältnis zwischen Höhe und Breite des Querschnittes (Abb. 195):

$$b : h = 1 : \sqrt{2} \sim 5 : 7.$$

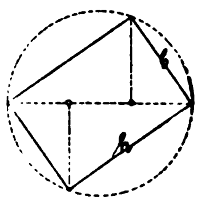


Fig. 195.

Das Verhältnis $a = \frac{5}{7}$ giebt aber einen unendlichen Dezimalbruch und deshalb ist es zweckmäßiger, in der Praxis das Verhältnis:

$$a = \frac{3}{4}$$

anzunehmen. Dies ist um so mehr zu empfehlen, als man daraus ohne Mühe auch den Durchmesser des Baumes bestimmen kann,

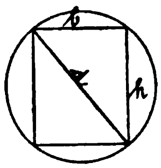


Abb. 196.

aus dem der Balken geschnitten werden muss. Es verhält sich nämlich (Abb. 196), wenn d diesen Durchmesser bezeichnet:

$$b:h:d = 3:4:5.$$

Setzt man $a = \frac{3}{4}$ in die Gleichung für h ein, so erhält man in:

$$h = \sqrt[3]{\frac{4}{3}\,.\,6\,W} = 2\sqrt[3]{W} \quad \text{und} \quad b = \frac{3}{4}\,h,$$

Formeln, die sich sehr leicht merken. In der ersterwähnten Gleichung für W ist noch k näher zu bestimmen. Man nimmt dasselbe an:

für Eichen- und Buchenholz	zu 120	kg/qcm	oder	= 1 200 000 kg/qm
„ Kiefernholz	„ 80	„	„	= 800 000 „
„ Tannenholz	„ 70	„	„	= 700 000 „.

Setzt man den Wert von W in die letzte Gleichung für h ein, so erhält man:

$$h = 2\sqrt[3]{\frac{Q\,.\,l}{8\,.\,k}} = \sqrt[3]{\frac{Q\,.\,l}{k}}.$$

Für Wohnhäuser mit Einschubboden in den Balkenlagen beträgt die Gesamtbelastung der Decke nach früherem 500 kg/qm Bodenfläche. Liegen die Balken 1 m von einander entfernt und haben sie eine freitragende Länge von l Metern, so ist die Gesamtbelastung für einen Balken $Q = 500\,.\,l$ und demnach:

$$h = \sqrt[3]{\frac{500\,.\,l^2}{k_{qm}}} \text{ in Metern.}$$

Will man h in cm haben, l aber doch in Metern beibehalten, so wird:

$$h = \sqrt[3]{\frac{50\,000\,.\,l^2}{k_{qcm}}}.$$

Nimmt man Kiefernholz an, so wird $k_{qcm} = 80$ also:

$$h = \sqrt[3]{\frac{50\,000\,.\,l^2}{80}} = 8{,}55\,\sqrt[3]{l^2}.$$

Setzt man nun der Reihe nach die Spannweiten 4, 5, 6 und 7 m hier ein, so bekommt man für:

4 m	Spannweite	$h = 21{,}6$ cm	und	$l = 16{,}2$ cm
5 „	„	$h = 25{,}0$ „	„	$l = 18{,}8$ „
6 „	„	$h = 28{,}2$ „	„	$l = 21{,}2$ „
7 „	„	$h = 31{,}3$ „	„	$l = 23{,}5$ „

wofür man die nächste ganze Zahl annimmt.

In der Praxis rechnet man nach einer alten Zimmermannsregel für Wohnhäuser bei einer Balkenweite von 1 m, die Höhe eines Balkens zu 16 cm, denen man noch sovielmal 2 cm zufügt, als die freie Länge oder die größte Teilspannweite Meter hat. Man macht also

$$h \text{ cm} = 16 + 2\,l \text{ Meter und } b = \frac{3}{4} h.$$

Nach dieser einfachen Formel erhält man

für 4 m Spannweite	$h = 24$ cm	$b = 18$ cm
„ 5 „ „	$h = 26$ „	$b = 19{,}5$ „
„ 6 „ „	$h = 28$ „	$b = 21$ „
„ 7 „ „	$h = 30$ „	$b = 22{,}5$ „

Die Erfahrungsformel giebt also bei 6 m Spannweite mit der genaueren Formel nahezu übereinstimmende, bei geringeren Spannweiten dagegen etwas zu reichliche, bei größeren Spannweiten etwas zu geringe Maße.

Wie schon früher mitgeteilt wurde, geht man in neuerer Zeit mit der Balkenweite bis auf 40 cm herab, um geringere Holzabmessungen und eine steifere, weniger schwankende Balkenlage zu erhalten. Die Balken, die man dann benutzt, können zweckmäßigerweise aus Halbholz gemacht werden, bei dem also (Abb. 197)

$$b = \frac{3}{8} h = 0{,}375\; h$$

sein würde.

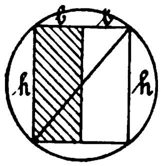


Abb. 197.

Da bei solchem Halbholze das Kernholz sich nicht in der Mitte, sondern an der einen Seite des Balkens befindet, so nimmt man hier k etwas geringer als vorher an, nämlich $k_{qm} = 700000$ und $k_{qcm} = 70$. Für die Balkenweite $s = 0{,}5$ m erhält man dann:

$$h = 8{,}295 \sqrt[3]{l^2}; \quad b = 0{,}375\,h.$$

Auch für diese Halbholzbalken kann man die früher mitgeteilte Erfahrungsregel anwenden, doch muss man selbstverständlicherweise dabei $b = \frac{3}{8} h$ nehmen.

Die Formeln:

$$h = 16 + 2\,l \text{ Meter und } b = \frac{3}{8} h$$

ergeben im allgemeinen etwas zu kräftige Balken.

Alle diese und sonst noch bekannte Erfahrungsregeln darf man nur als angenähert richtig ansehen; kommt es auf größere Genauigkeit an, so kann man sich in allen Fällen der folgenden Formel bedienen:

$$h = 0{,}909 \sqrt[3]{\frac{G.s.l^2}{ak_{qm}}}; \qquad b = ah,$$

worin G die Gesamtbelastung für das qm Bodenfläche bedeutet und aus der früher mitgeteilten Tabelle zu entnehmen ist, s ist die Balkenweite, die übrigen Buchstaben haben die bisherige Bedeutung. Alle Maße sind hierbei in Metern einzusetzen.

Die Balken sind in der Richtung der Gebäudetiefe senkrecht zu den Hauptumfassungsmauern zu verlegen. Ist der Grundriss eines Gebäudes quadratisch oder nahezu quadratisch, so wechselt man, wenn das Gebäude mehrstöckig ist, in den einzelnen Stockwerken gern mit der Richtung der Balken ab. Sind in einem Gebäude wenig Scheidewände, aber viel lange Räume von größeren Abmessungen vorhanden, so muss man durch feste Vereinigung einzelner Balken mit der Mauer eine Verankerung der einander gegenüberliegenden Hauptumfassungswände ausführen. Die hierzu benutzten Balken nennt man Ankerbalken und die Hilfsstücke, welche zur Verbindung der Balken mit der Mauer dienen, die Balkenanker. Die Ankerbalken müssen, wenn irgend möglich, in einem Stücke durch die ganze Gebäudetiefe hindurchgehen oder, wenn die Gesamtspannweite zu bedeutend ist, doch auf sorgfältigste Weise zusammengefügt sein. Als Ankerbalken dürfen ferner nur solche Balken benützt werden, die auf voller Mauer, also nicht über Fenster- oder Thüröffnungen liegen, da sie ein möglichst großes Stück der Mauer halten sollen. Es genügt, je nach der Balkenweite, jeden dritten bis fünften der aufeinander folgenden Balken mit Verankerungen zu versehen.

Der Balkenanker besteht gewöhnlich aus zwei Teilen, der Ankerschiene und dem Ankersplinte, die beide aus bestem Schmiedeeisen herzustellen sind. Bei stärkeren Verankerungen tritt noch ein dritter Teil, die unter dem Ankersplinte liegende gusseiserne oder schmiedeeiserne Ankerplatte hinzu. Die Schiene wird entweder an einer Seitenfläche (Abb. 198) oder auf der Oberfläche des Balkens befestigt (Abb. 199) und besitzt an ihrem freien Ende ein angeschmiedetes Oehr, in welches der Splint, ein schlankes keilförmiges Eisenstück, eingetrieben wird, so dass er scharf an der Wand anliegt. Die Schiene besitzt eine Breite von ungefähr 4 bis 5 cm und eine Stärke von 1 cm. Die Länge derselben richtet sich nach der Mauerstärke und beträgt etwa 1 bis 1,25 m. Die Schiene wird bei leichteren Gebälken mit Nagel und Krampe befestigt, bei

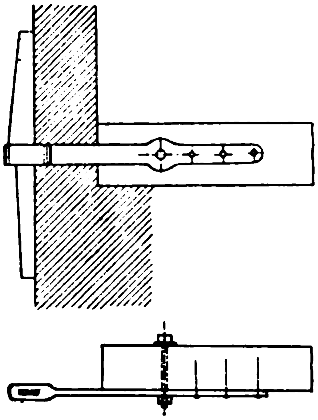


Abb. 198.

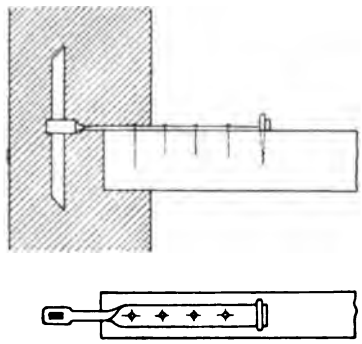


Abb. 199.

schweren dagegen durch Schraubenbolzen gehalten, deren erster mindestens um die Höhe des Balkens vom Balkenende abstehen muss. Der Splint ist 0,8 bis 1,0 m lang, 2 cm dick und 4 cm breit. In vielen Fällen, namentlich bei leichteren Gebälken, liegt derselbe im Mauerwerk. Bei besonders starken Verankerungen, z. B. bei Speichern u. s. w. wird an Stelle des Splintes eine Verschraubung angewendet (Abb. 200). Müssen auch die Giebelwände verankert werden, so wendet man Anker an, die rechtwinklig zur Balkenrichtung liegen und über wenigstens zwei Balken hinweggreifen (Abb. 201).

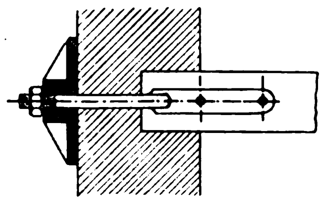


Abb. 200.

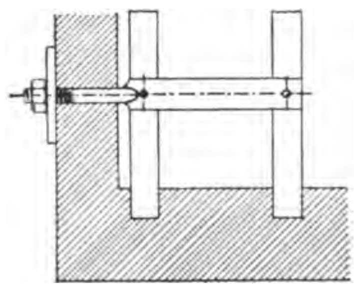


Abb. 201.

Die Balken müssen auf den Mauern eine genügende Auflagerung erhalten, damit sie vor dem Abrutschen gesichert sind und den Druck auf eine möglichst große Mauerfläche übertragen. Im allgemeinen kann man annehmen, dass der Balken genügend gestützt ist, wenn er eben so viel aufliegt, als seine Höhe beträgt. (Abb. 202.)

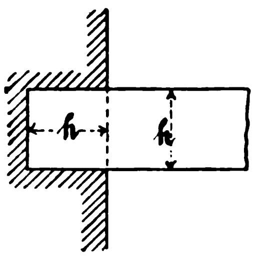


Abb. 202.

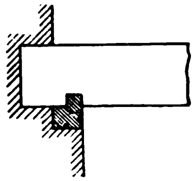


Abb. 203.

Als Unterlagen wendet man u. a. auch sogenannte Mauerlatten an. (Abb. 203.) Es sollte dies bei Stockwerksbalkenlagen jedoch nur dann geschehen, wenn diese Latten auf Mauerabsätzen verlagert werden können. Bei durchgehender Mauerstärke sind sie nicht zu empfehlen, weil sie eingemauert werden müssen, das Mauerwerk unterbrechen und den Steinverband stören, was beim Schwinden und Verfaulen der Mauerlatten die Standfestigkeit der Mauer schwer beeinträchtigen kann.

Die Mauerlatten werden 10 bis 12 cm im Geviert stark gemacht und aus gutem Fichten- oder Tannenholze, oder, der größeren Haltbarkeit wegen, aus Eichenholz angefertigt. Sie können gestoßen, d. h. aus mehreren Stücken zusammengesetzt werden; nur muss man darauf sehen, dass dieses Stoßen möglichst über vollem Mauerwerke geschieht. Man bedient sich dabei der gewöhnlichen geraden oder einer schwalbenschwanzförmigen Verblattung. Die Balkenköpfe werden mit der Mauerlatte meist durch einen einfachen Seitenkamm verbunden oder aufgedollt. Zweckmäßiger ist es jedoch, einen schwalbenschwanzförmigen Kamm anzuwenden, da dieser nicht so leicht abspringt und dem Balkenkopfe ein besseres Auflager gewährt; namentlich ist dies zweckmäßig, wenn der Balkenkopf die Mauerlatte nur wenig überragt. Letzteres sollte immer wenigstens so viel betragen, dass man noch einen halben Stein unterlegen kann.

Es ist jedenfalls besser, statt der Mauerlatten eine Schicht Bruchsteinplatten oder Quader oder auch einzelne kurze Eichenklötze unter die Balkenköpfe zu legen, damit der Druck auf mehrere Steine übertragen werde. Diese eichenen Balkenklötze macht man etwas breiter als die Balken und 8 bis 10 cm stark.

Die Balkenköpfe müssen, damit sie nicht faulen, beim Bauen vor der Einwirkung der Nässe geschützt werden. Die Stirnseite wird deshalb häufig durch eine Luftschicht (Abb. 204), welche mittels eines kleinen Kanales nach innen oder außen mit der freien Luft während der ganzen Dauer des Rohbaues in Verbindung steht, geschützt. Uebrigens braucht die Berührung zwischen Holz und Kalkmörtel keineswegs so ängstlich vermieden zu werden, da der erhärtete Kalk das Holz gegen Fäulnis

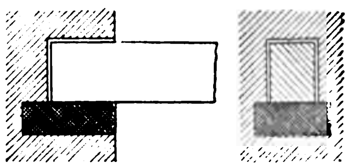


Abb. 204.

und Wurmfraß schützt. Andere Unterstützungen der Balkenköpfe zeigen die Abbildungen 205 u. 206.

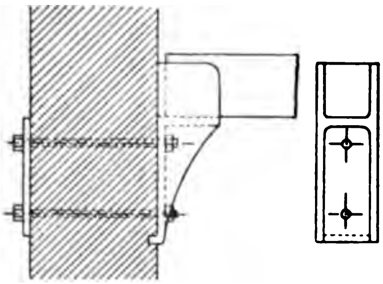


Abb. 205.

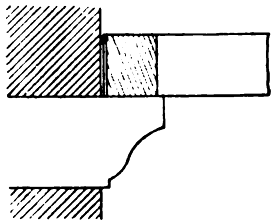


Abb. 206.

Wird eine Balkenlage von einem anderen Gebäudeteile, z. B. von einem Schornsteine, oder einer Treppe durchdrungen, sodass ein oder mehrere Balken eine Unterbrechung erleiden, so muss man die Enden dieser geteilten Balken durch Querriegel, sogenannte Wechsel mit den Nebenbalken verbinden. Man nennt dies eine Auswechselung (Abb. 207). Die Balken sind hierbei durch Brustzapfen zu verbinden. Man suche übrigens solche Auswechselungen möglichst zu vermeiden, weil durch sie die Tragfähigkeit der Balkenlagen sehr vermindert wird. Deswegen verlegt man auch die Schornsteinrohre gern in die Scheidemauern, zu denen die Balken parallel liegen. Man hat bei Anordnung von Balkenlagen überhaupt auf die Stellung und Beschaffenheit der Scheidewände Rücksicht zu nehmen. Eine massive Scheidewand, welche nach oben hin keine Fortsetzung hat, ist ohne Einfluss auf die Anordnung; die Balken können einfach auf sie gelegt werden. Setzt sich die massive Scheidewand dagegen nach oben fort, so darf kein Balken in die Mauer selbst zu liegen kommen, man muss denselben vielmehr neben der Mauer anordnen (Abb. 208 u. 209). Zwischen Mauer und Balken ist stets ein Zwischenraum von 2 bis 2,5 cm zu lassen. Die an der Wand liegenden sogenannten Streichbalken werden häufig nur halb so stark gemacht als die übrigen in derselben Lage liegenden

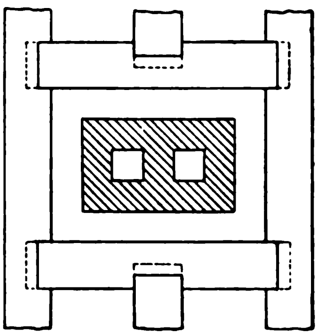


Abb. 207.

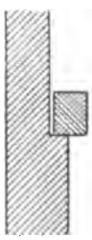


Abb. 208.

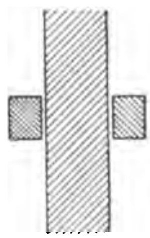
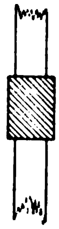
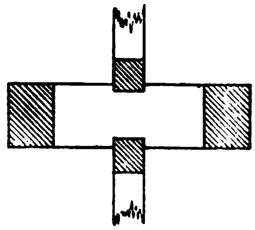


Abb. 209.

Balken, doch ist dies nicht zweckmäßig, da die Hauptbelastung der Gebälke meistens gerade an den Wänden liegt.

Bei schwachen Scheidewänden, welche ein Holzgerüst erfordern, legt man gern einen Balken in die Wand selbst und zapft in ihn die Säulen ein (Abb. 210). Ist dies nicht möglich, so zieht man zwischen die beiden nächstliegenden Balken Wechsel ein und verbindet diese durch Verkämmung mit der Schwelle der oberen und dem Rahmen der unteren Wand (Abb. 211). Zuweilen zapft man auch die Säulen unmittelbar in die Wechsel ein.


Abb. 210.


Abb. 211.

In der folgenden Skizze (Abb. 212), die eine Balkenlage der einfachsten Art im Grundrisse darstellt, sind a) Giebel- oder Ortbalken, b) Streichbalken, c) Wandbalken (durch eine Wand unterstützt), d) Bundbalken (unter oder über einer Fachwerkwand), e) Wechsel- oder Schlüsselbalken, f) Stichbalken; die übrigen sind durchgehende Balken.

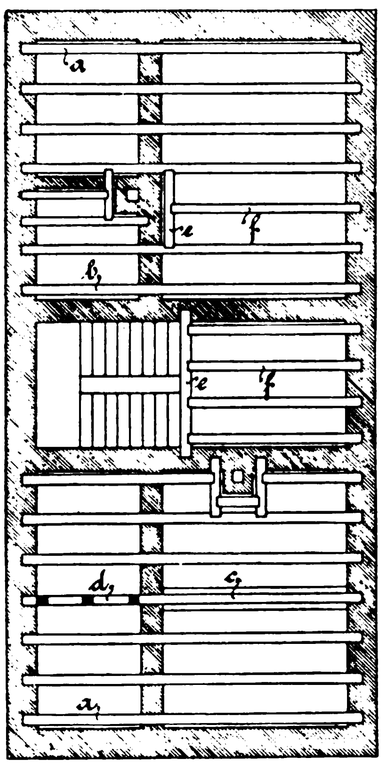


Abb. 212.

Bei Anordnung von Dachbalkenlagen hat man sich hauptsächlich nach der Einrichtung des Dachgespärres*) zu richten. Auch hier gilt die Regel, die Balken, wenn irgend möglich, in der Richtung der Tiefe des Gebäudes zu verlegen. Die Dachbalken können ihre Auflagerung entweder auf dem Simse des Gebäudes erhalten und dann zugleich den Dachsparren als Stützung dienen oder sie können ein Stück unter dem Simse im Innern des Gebäudes verlegt werden. In letzterem Falle spricht man von einer versenkten Dachbalken-

*) Vergl. hierzu Abschnitt III. 6. Dächer.

lage. Bei einer unversenkten Balkenlage ist man in Bezug auf die Balkenverteilung stets an die Verteilung der Dachsparren gebunden, während dieselbe bei den versenkten Dachbalkenlagen nur an bestimmten Stellen, den sogenannten Binderstellen zu berücksichtigen ist. Ist das Dach ein sogenanntes Walmdach und wendet man eine unversenkte Balkenlage an, so hat man an den Walmseiten Stichbalken anzuordnen, welche den Schub der Sparren aufnehmen (Abb. 213). Diese Stichbalken sind mit den ersten durchgehenden Balken durch schwalbenschwanzförmige Verblattung verbunden und an ihren Enden, welche den Sparrenfüßen zur Stütze dienen, dachrecht abgeschrägt. Zur Aufnahme der Gratsparrenfüße sind ebenfalls Stichbalken einzufügen, doch müssen diese bis zum zweiten der durchgehenden Balken geführt und mit dem ersten durch eine einfache, mit dem zweiten durch eine schwalbenschwanzförmige Verblattung verbunden werden. Zweckmäßig ist es, da, wo es angeht, die

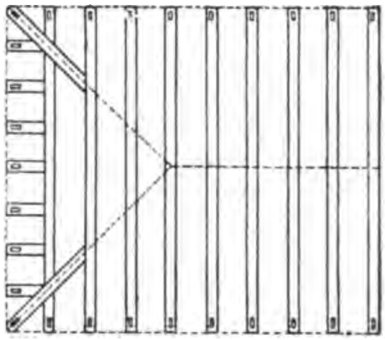


Abb. 213.

Stichbalken zu verzapfen. Jede Ueberblattung schwächt nämlich den Balken weit mehr als eine Verzapfung, weil bei ersterer die obersten Holzschichten, die am meisten in Anspruch genommen sind, durchschnitten werden. Ist die Dachbalkenlage versenkt, so wendet man bei einem Walmdache an Stelle der Stichbalken aufgekämmte Schwellen an, welche den Schub des Dachgespärres aufnehmen. Erfordert es die Anlage des Gebäudes, dass die Dachbalken nicht in der Richtung des Dachquerschnittes sondern rechtwinklig dazu verlegt werden müssen, so legt man zur Stützung der Sparren sogenannte Binderschwellen quer über die Balken. Auswechselungen sind bei Dachbalkenlagen möglichst zu vermeiden und Binder- oder Bundbalken, welche zum Zusammenhalten des Dachgespärres dienen, dürfen überhaupt nicht ausgewechselt werden. Die Dachbalken kommen stets auf Mauerlatten, die dann 10 bis 15 cm im Gevierte stark zu machen sind und bei unversenktem Gebälke häufig auf die Mitte der Mauer, bei versenktem Gebälke dagegen immer auf einen Mauerabsatz gelegt werden.

Müssen die Balken einer Balkenlage mehr als 7 m freiliegen, so stützt man dieselben entweder von unten durch einen Unterzug

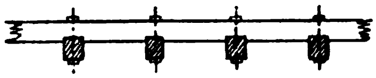


Abb. 214.

oder hängt sie an einen Oberzug (Abb. 214). Unterzüge sind Balken, die unter der Balkenlage senkrecht zur Balkenrichtung liegen, Oberzüge dagegen solche, die über der Balkenlage angebracht sind. Meist wird man Unterzüge verwenden, Oberzüge nur da, wo ein Unterzug störend wirken könnte. Ober- und Unterzüge werden mit den Deckenbalken verkämmt, die Oberzüge auch noch durch Schraubenbolzen mit ihnen verbunden. Da ein Oberzug sowohl als ein Unterzug eine viel größere Last als die Deckenbalken zu tragen hat, so nimmt man die freie Spannweite für dieselben höchstens zu 5 Metern an. Müssen sie noch weiter freiliegen, so führt man sie hier und da als verzahnte oder verdübelte Träger aus oder stützt sie, was stets vorzuziehen ist, wenn es in den betreffenden Räumen nicht stört, durch Säulen (Abb. 215). Die Säulen*) stellt man in 4 bis 5 m Entfernung von einander auf und verbindet sie mit dem Unterzuge, oder bei Oberzügen, mit einem Balken durch Verzapfung. Sehr lange Unter- oder Oberzüge setzt man aus einzelnen Teilen zusammen, man muss aber dann den Zusammenstoß dieser Teile stets über einer Säule ausführen. Meist wendet man zur besseren Verbindung hierbei auch noch Hilfsteile an, sogenannte Trummhölzer und Winkelbänder oder Bügen.

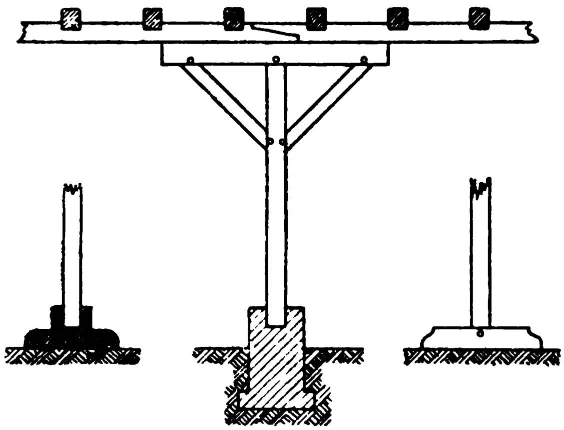


Abb. 215.

Bei Berechnung der Querschnittsabmessungen für Unter- und Oberzüge verfährt man wie bei den Balken. Als in Rechnung zu stellende Last nimmt man $\frac{5}{8}$ der Gesamtbelastung des Gebälkes an. Für die gewöhnlich vorkommenden Fälle ist auch folgende Erfahrungsregel gut zu benutzen. Man mache (Abb. 216):

*) Vgl. hierzu Abschn. III. 4. Säulen und Stützen.

$h\,\mathrm{cm} = 16 + 4\,l$ Meter und $b = \frac{3}{4}\,h$.

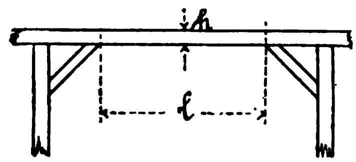
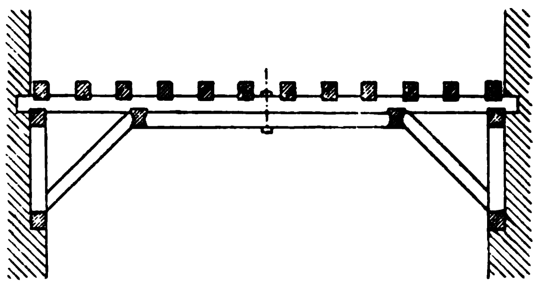
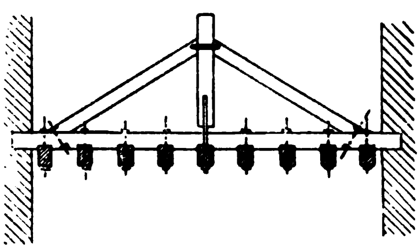


Abb. 216.

Die zur Unterstützung der Träger dienenden hölzernen Säulen kann man für die gewöhnlich vorkommenden Stockwerkshöhen und Belastungen einfach auf Druckfestigkeit berechnen und zwar in der Weise, dass man die Breite des unterstützten Trägers, also die Abmessung b, als die eine Abmessung des Säulenquerschnittes annimmt, die andere aber aus der Last durch einfache Division mit der zulässigen Beanspruchung, z. B. 60 kg/qcm für Tannenholz, bestimmt. Ergiebt sich hierbei die gesuchte Abmessung kleiner als die Breite des Trägers, so macht man den Querschnitt der Säule quadratisch mit der Seite b, führt die zweite Abmessung also auch gleich der Trägerbreite aus. Als Last nimmt man dabei $\frac{5}{8}$ der Gesamtbelastung des Gebälkes dividirt durch die Anzahl der Säulen, man rechnet also sehr reichlich. Sind mehrere Träger zur Unterstützung des Gebälkes nötig, sind also beispielsweise mehrere Unterzüge auszuführen, so muss man genauer rechnen; auch wendet man in solchen Fällen lieber eiserne Träger und eiserne Säulen an, über die das Nötige noch gesagt werden wird.


Abb. 217.

Eine beträchtliche Vergrößerung der Tragfähigkeit von Unterzügen oder Oberzügen kann man durch Absprengen (Abb. 217) oder Aufhängen (Abb. 218) derselben erreichen. Die hierher gehörigen Konstruktionen werden wir später noch eingehender zu betrachten haben. Die Unterzüge können auch als sogenannte armierte Balken ausgeführt werden (Abb. 219 und 220), bei denen in gewissen Punkten kurze Säulen aus Holz oder Eisen an-


Abb. 218.

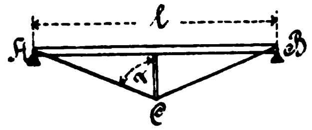


Abb. 219.

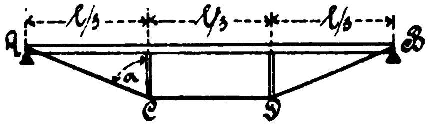


Abb. 220.

geordnet sind, deren untere Enden unter sich und mit den Balkenenden durch eiserne Zugstangen verbunden sind. Die Säulen und die Balken werden auf Druck beansprucht. Die durch die gleichförmig verteilt gedachte Last Q hervorgerufenen Spannungen sind in Abb. 219:

$$\text{Druck in } AB = \frac{5}{16} Q l \tan \alpha$$

$$\text{Druck in } C = \frac{5}{8} Q l$$

$$\text{Zug in } AC = BC = \frac{5}{16} Q l \frac{1}{\cos \alpha}$$

in Abb. 220:

$$\text{Druck in } AB = \frac{11}{30} Q l \tan \alpha$$

$$\text{Druck in } C \text{ und in } D = \frac{11}{30} Q l$$

$$\text{Zug in } AC \text{ und in } BD = \frac{11}{30} Q l \frac{1}{\cos \alpha}$$

$$\text{Zug in } CD = \frac{11}{30} Q l \tan \alpha.$$

Eine zuweilen mit Vorteil angewendete Ausführung zur Versteifung der Deckenbalkenlagen, bei welcher weder ein Oberzug, noch ein Unterzug benutzt wird, besteht in der Anwendung von sogenannten Kreuzspreizen oder Kreuzstaken (Abb. 221), welche aus gutem festen Holz hergestellt werden. Hierbei sind die Balken zu mehreren auch noch durch durchgehende eiserne Queranker mit einander fest zu verspannen. Es wird gewöhnlich nur ein Kreuz in der Mitte der Balkenlänge angebracht und nur, wenn letztere sehr groß ist, legt man in jedes Balkenfach zwei Kreuze.

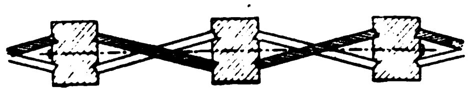


Abb. 221.

An den Balkenlagen bringt man die hölzernen Decken und Fußboden an. Die Decken kommen entweder zwischen die Balken oder unter dieselben, so dass im ersteren Falle eine in einzelne

Felder geteilte, in letzterem eine aus dem Ganzen bestehende Decke entsteht. Die Decken der ersteren Art nennt man *Balkendecken* und stellt sie in der Weise her, dass man zwischen die Balken einen Zwischenboden von Brettern einspannt, dessen untere Seite dann die Deckenfläche bildet (Abb. 222). Zuweilen teilt man die zwischen zwei Balken liegenden größeren Felder durch Wechsel in kleinere viereckige ein.



Abb. 222.

Auch die zusammenhängenden Decken lassen eine verschiedene Ausführung zu und zwar als *Bretterdecken* oder als *geputzte Decken*. Die ersteren werden durch Bretter gebildet, welche an der unteren Balkenseite befestigt sind. Hierbei legt man die Bretter quer zur Längenrichtung der Balken und nagelt sie entweder mit ganz geringen Zwischenräumen dicht aneinander (Abb. 223) und verdeckt die entstehenden Spalten durch schmale Leisten oder man nagelt sie mit weiteren Zwischenräumen (Abb. 224) an, die dann durch breite Bretter verdeckt werden müssen. Decken der letzteren Art nennt man *Stulpdecken*. Die Bretter beider Konstruktionen macht man 2 bis 3 cm dick, hobelt sie auf der nach unten gerichteten Seite glatt und versieht sie mit einem passenden Oelfarbenanstriche. Derartige Decken eignen sich besonders für Balkenlagen, die unter Hängewerken angeordnet sind.

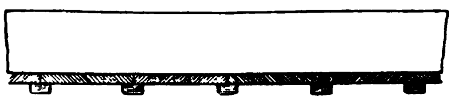


Abb. 223.

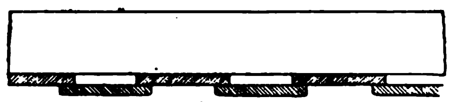


Abb. 224.

Bei Herstellung der *geputzten Decken* kommt es hauptsächlich darauf an, dem Putze einen genügenden Halt zu verschaffen. Dies geschieht in folgender Weise. An die untere Seite der Balken werden zunächst schwache Bretter von 1,5 bis 2 cm Stärke angenagelt. Quer zu den Fugen in dieser Verschalung werden sodann starke Schilfrohrstengel mit Hilfe von Draht und sogenannten Rohrnägeln so befestigt, dass sie Zwischenräume zwischen sich lassen, in die ein grober Kalkmörtel eingeworfen wird, der hier haften bleibt. Durch diesen Mörtel werden die Rohrstengel soweit eingehüllt, dass nur ihre Oberfläche gerade noch durchscheint. Ist der Mörtel dann lufttrocken, so wird noch eine zweite, jedoch nur 1 bis 2 mm dicke Schicht von feinerem Kalkmörtel mit etwas Gipszusatz aufgetragen und geglättet.

Andere geputzte Decken stellt man mit Hilfe von Lehmzöpfen her. Diese bestehen aus mit Lehm durchknetetem Stroh und werden um ungefähr 3 cm starke und etwa 6 cm breite Latten gewickelt, welche man an die untere Seite der Balken nagelt. Die ganze Decke wird sodann mit Lehm verstrichen und mit einem passenden Kalkmörtel abgeputzt.

Während die Decken an die untere Seite der Balkenlageu befestigt werden, kommen die Fußboden auf die obere Seite derselben. Unter jedem Fußboden besserer Art ist ein zwischen den Balken liegender Einschubboden anzordnen. Dieser Zwischenboden wird aus Schwarten hergestellt, die entweder an den schmalen Seiten etwas zugeschärft sind und in in die Balken gehobelte Nuten eingeschoben (Abb. 225) oder auf seitwärts an die Balken befestigte Leisten aufgelegt werden (Abb. 226). Auf den Einschubboden kommt eine Lage einer Ausfüllungsmasse, die zur Verhütuug der Schwammbildung sehr sorgfältig ausgewählt und behandelt werden muß. Um das Durchbröckeln dieser Ausfüllungsmasse, als welche z. B. trockener Sand benützt werden kann, durch die Spalten des Einschubbodens zu vermeiden, verstreicht man die Fugen desselben mit Lehm oder trägt, was noch besser ist, eine 2 bis 3 cm starke Schicht auf den ganzen Einschubboden auf. Der Zwischenboden kann auch noch auf andere Art hergestellt werden, so z. B. durch den ganzen oder den halben Windelboden.

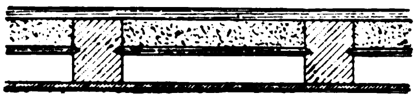


Abb. 225.

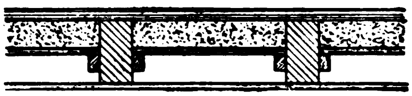


Abb. 226.

Beim ganzen Windelboden (Abb. 227) werden die Balken 5 bis 8 cm über der Unterkante mit dreieckigen Nuten versehen,

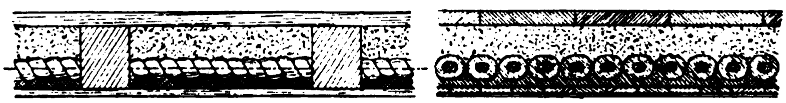


Abb. 227.

zwischen welche sogenannte Stakhölzer kommen, die mit Strohlehmzöpfen umwickelt sind. Der Raum unterhalb dieser Staken wird mit Lehm ausgeklebt; auf dieselben kommt die Ausfüllung, die hier meist aus Lehm besteht. Der halbe Windelboden unterscheidet sich nur dadurch vom ganzen, dass bei ihm die Staken

noch einmal so hoch eingebracht werden und dass demgemäß die Ausfüllung nur halb so hoch wird. Auf die Ausfüllung, welche mit der Oberfläche der Balken ausgeglichen werden muss, kommt dann bei allen diesen Konstruktionen der eigentliche Fußboden, der aus einer Dielung, Tafelung oder etwas ähnlichem bestehen kann. Die Dicke der Dielungsbretter kann man erfahrungsgemäß auf

$$d = s\sqrt{\frac{P}{80}}$$

bemessen, worin s die Balkenweite in Metern und P die Verkehrsbelastung für das qm des Fußbodens bedeutet. Für Wohnräume beträgt diese Dicke 3 bis 4 cm, für Dachbodenräume etwa 2,5 cm und für Magazine, Güterböden u. s. w. ungefähr 5 cm.

Zu den Dielen ist das beste und trockenste Holz zu nehmen. Die einzelnen Dielenbretter können entweder stumpf an einander gestoßen oder mit Feder und Nut zusammengefügt werden. Zweckmäßig ist die Anwendung der sogenannten Tafeldielung, bei welcher man je zwei oder drei Bretter durch einen passenden Kitt zu einer einzigen Tafel vereinigt, so dass weniger Fugen in der fertigen Dielenfläche entstehen, was sehr zu empfehlen ist. Die Fugen erweitern sich nämlich durch das Austrocknen der Bretter und müssen später durch Zusammentreiben der Dielen oder durch Eintreiben von Spänen aufs Neue geschlossen werden. Die Anordnung der Dielen und Tafeln kann auf zweierlei Art erfolgen; man kann sie entweder rechtwinklig zur Balkenrichtung oder gleichgerichtet dazu verlegen. Geschieht ersteres, so werden die Dielungsbretter auf jedem Balken mit je zwei Nägeln befestigt. Die dabei etwa erforderlich werdenden Stoßfugen müssen stets auf einen Balken zu liegen kommen, der wenigstens 9 cm breit sein muss, damit die bei einem Stoße nötige doppelte Nagelung gut ausführbar ist.

Bei der anderen Dielenanordnung muss man zwischen die Balken an geeigneter Stelle Dielungswechsel einspannen, um die Nagelung zu ermöglichen. Kommt es auf eine besonders große Festigkeit des Fußbodens an, so legt man erst über die Balken Dielungschwellen, also gewissermaßen eine zweite, die erste kreuzende Balkenlage und befestigt auf dieser die Dielung in der besprochenen Weise. Hierbei kommt der Einschubboden nicht zwischen die unteren Balken, sondern zwischen die Schwellen. Bei der sogenannten Parkettdielung, die hier nur kurz erwähnt werden kann, ist zur Unterlage für die

Parketthölzer, Stäbe oder Riemen ein sogenannter Blindboden aus unbehobelten Brettern herzustellen. Die sehr verschieden geformten Parketttafeln müssen beim Verlegen sehr dicht aneinander gestoßen werden und sind mit versenkten und verdeckten Nägeln oder Schrauben zu befestigen.

Ist unter dem zu dielenden Raume fester Erdboden oder ein Gewölbe mit Aufschüttung vorhanden, so wendet man an Stelle der Balken Schwellen an. Diese unterscheiden sich von den Balken dadurch, dass sie ihrer ganzen Länge nach aufliegen. Man macht dieselben etwa 12 bis 15 cm breit und 10 bis 12 cm hoch und legt sie stets auf ihre breite Seite. Sehr oft lässt man die Schwellen auch baumkantig. Diese Schwellen stoßen stumpf an die Umfassungsmauern und werden hier durch eingetriebene Holzkeile befestigt, wie man die Grubenhölzer durch Fußpfähle verkeilt. Die Schwellen verlegt man in Entfernungen von 0,8 bis 1,2 m, im Mittel also 1 m von einander und stampft sie in der Boden- oder Füllmasse sorgfältig fest.

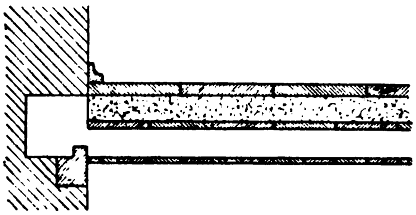


Abb. 228.

Das Einlegen der Schwellen geschieht erst, wenn das betreffende Haus im Rohbau vollendet ist, wogegen die Stockwerksbalken während des Baues einzubringen sind.

Zum Schlusse sind hier noch die sogenannten Fußboden- oder Scheuerleisten zu erwähnen. Dieselben verdecken die Fugen zwischen der Dielung und den Wänden und bestehen aus einfachen oder reicher gegliederten, schwächeren oder stärkeren Leisten. (Abb. 228.)

Zur Herstellung eiserner Balkenlagen verwendet man Balken und Träger aus Gusseisen und aus Walzeisen. Gusseisen findet seiner geringen Zuverlässigkeit wegen dabei nur wenig Anwendung und während es früher sehr häufig benutzt wurde, kommt es jetzt fast nur noch in der Gestalt sogenannter Mauerträger, die zum oberen Abschlusse von Thür- und Fensteröffnungen dienen, vor; doch verdient auch für diese Zwecke das Walzeisen den Vorzug. Als passendste Querschnittsformen für Gusseisen sind das umgekehrte T und das umgekehrte T mit Obersaum zu betrachten. Bei diesen Formen muss man bekanntlich den auf Zug beanspruchten, unteren Flansch wesentlich stärker als die übrigen Teile machen, in denen

Druckspannungen auftreten. Näher auf diese Gusseisenträger hier einzugehen, hat keinen Zweck.

Als hauptsächlich in Betracht kommende Querschnittsformen für schmiedeeiserne Träger sind T-, I-, ⊏-Profile, sowie die sogenannten Kasten- oder Röhrenquerschnitte anzusehen (Abb. 229). Am meisten wird das I-Profil angewendet. Bei Spannweiten und Belastungen, für welche sich die gewalzten Träger nicht mehr eignen, benutzt man aus Kesselblech hergestellte Blechträger (Abb. 230), bei denen die einzelnen Blechplatten durch Winkeleisen und Nieten mit einander verbunden sind. Das vertikal stehende Blech eines solchen Trägers nennt man das Stehblech, die anderen Teile die obere beziehentlich die untere Gurtung. Für noch größere Spannweiten und Belastungen wendet man die sogenannten Gitterträger, die ganz aus Eisen oder aus Holz und Eisen zusammengesetzt sind, an. Die Gestalt der in der Praxis des Berg- und Hüttenmannes am häufigsten vorkommenden Gitterträger zeigen die folgenden Skizzen. (Abb. 231.) Diese Träger werden aus verhältnismäßig dünnen Stäben gebildet, welche gleichschenklige oder rechtwinklige Dreiecke bilden, oben und unten starke Gurtungen erhalten und an den Enden durch kurze Stehbleche abgeschlossen sind. Die Punkte, in denen mehrere solche Stäbe mit den Gurtungen zusammentreffen, nennt man Knotenpunkte.

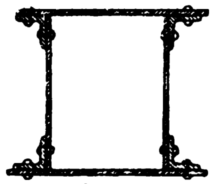
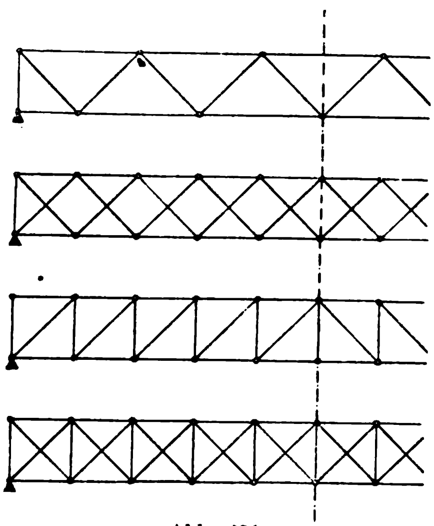

Abb. 229.


Abb. 230.


Abb. 231.

Die Gitterträger bieten den Vorteil, dass jeder Stab derselben nur durch Kräfte, die in seiner Längsrichtung wirken,*) also nur durch Zug- oder Druckkräfte, nicht aber durch Biegungskräfte in Anspruch genommen wird. Man kann annehmen, dass sich die

*) Vgl. hierzu das über die Knotenpunkte bei Dachkonstruktionen Gesagte.

Spannungen gleichmäßig über den ganzen Stabquerschnitt verteilen, so dass der Baustoff voll ausgenützt wird.

Es ist bei allen eisernen Trägern zweckmäßig, die Trägerhöhe gleich $^1/_{12}$ bis $^1/_{15}$ der Spannweite auszuführen und hiermit keinesfalls unter $^1/_{20}$ zu gehen, weil sich sonst für Hochbauten ganz unzulässige Durchbiegungen ergeben. Anwendung finden die eisernen Balken und Träger zur Herstellung von Decken, zur Unterstützung von Gewölben, zu Unterzügen, zu Mauerträgern als Ersatz der Mauerbögen, zur Unterstützung von Treppenstufen und bei Dachkonstruktionen.

Die Berechnung der Walzeisen- und für unsere Zwecke genügend genau, auch der Blechbalken, erfolgt in der Weise, dass man wie bei den hölzernen Balken annimmt, dass sie auf beiden Enden frei aufruhen und dass man für den jeweilig auftretenden Belastungsfall das größte Biegungsmoment ermittelt und in die Formeln $W = \frac{M}{k}$ oder $M = W.k$ einsetzt, woraus man dann das Widerstandsmoment bestimmen kann, welches der anzuwendende Trägerquerschnitt haben muss.

Bekannt muss hierbei natürlich vor allen Dingen die Gesamtbelastung der Decke sein. Man kann sich hierbei der folgenden Tabelle bedienen.

Art der Deckenkonstruktion	Eigengew.	Nutzlast	Ganze Last
a) in Wohngebäuden und Fabriken mit leichten Maschinen:	kg/qm	kg/qm	kg/qm
Gewölbte Decke $^1/_4$ Stein stark, zwischen Trägern für 1 bis 1,5 m Spannweite	300	200	500
Gewölbte Decke $^1/_2$ Stein stark, zwischen Trägern für 1 bis 1,5 m Spannweite	400	200	600
Gewölbte Decke $^1/_2$ Stein stark, zwischen Trägern für 2 bis 3 m Spannweite	500	200	700
Decke aus Wellblech, Buckelplatten oder Barreneisen mit 13 cm dicker Betonlage	250	200	450
b) in Fabriken mit schweren Maschinen, in Speichern u. s. w.:			
Gewölbte Decke $^1/_2$ Stein stark, zwischen Trägern für 1 bis 1,5 m Spannweite	450	500	950
Gewölbte Decke 1 Stein stark, zwischen Trägern für 2 bis 3 m Spannweite	650	500	1150
Decke aus Wellblech, Buckelplatten oder Barreneisen mit 20 cm stark. Betonsch.	350	500	850

Die im Hochbau hauptsächlich vorkommenden Belastungsfälle sind die folgenden. (A und B Auflagerdrücke).

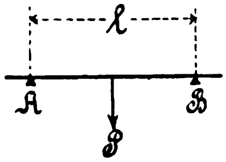


Abb. 232.

$$M = \frac{P\,l}{4}$$
$$A = \frac{P}{2}$$
$$B = \frac{P}{2}$$

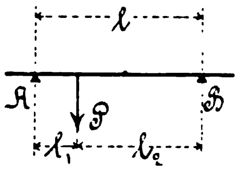


Abb. 233.

$$M = P\frac{l_1\,l_2}{l}$$
$$A = \frac{P\,l_2}{l}$$
$$B = \frac{P\,l_1}{l}$$

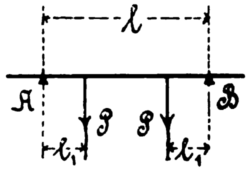


Abb. 234.

$$M = P\,l_1$$
$$A = P$$
$$B = P.$$

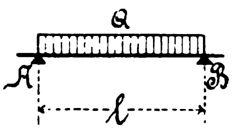


Abb. 235.

$$M = \frac{Q\,l}{8}$$
$$A = \frac{Q}{2} = B.$$

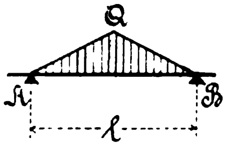


Abb. 236.

$$M = \frac{Q\,l}{6}$$
$$A = \frac{Q}{2} = B.$$

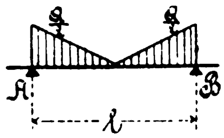


Abb. 237.

$$M = \frac{Q\,l}{12}$$
$$A = \frac{Q}{2} = B.$$

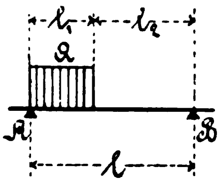


Abb. 238.

$$M = \frac{A^2\,l_1}{2\,Q}$$
$$A = \frac{Q\,(2\,l_2 + l_1)}{2\,l}$$
$$B = \frac{Q\,l_1}{2\,l}$$

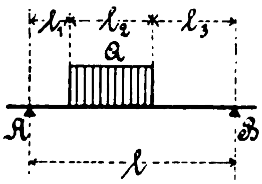


Abb. 239.

$$M = A\left(l_1 + \frac{l_2}{2}\cdot\frac{A}{Q}\right)$$
$$A = \frac{Q\,(2\,l_3 + l_2)}{2\,l}$$
$$B = \frac{Q\,(2\,l_1 + l_2)}{2\,l}$$

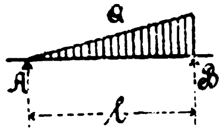


Abb. 240.

$$M = \frac{2}{9\sqrt{3}}\,Q\,l = 0{,}128\,Q\,l$$
$$A = \frac{1}{3}\,Q$$
$$B = {}^2/_3\,Q.$$

Alle diese Einzellasten kann man auf eine gleichförmig verteilte Last zurückführen, wenn man sie mit:

$$\frac{8\,l_1\,l_2}{l_2}$$

multipliziert (vergl. die zweite Skizze Abb. 233).

Bei anderen, hier nicht erwähnten Biegungsfällen thut man gut, das größte Biegungsmoment oder das Bruchmoment, welches für die Abmessungen des Balkens oder Trägers in Frage kommt, auf graphischem Wege zu bestimmen. Der graphische Weg führt ungemein rasch zum Ziele, umgeht umfangreiche und verwickelte Rechnungen und ergiebt für die Praxis doch genügend genaue Resultate. Aus diesen Gründen mag er hier kurz besprochen werden.

Zur Zusammensetzung zweier auf einen Punkt wirkender Kräfte zu einer Resultante oder Mittelkraft bedient man sich bekanntlich des sogenannten Parallelogrammes der Kräfte. Man zeichnet die Kräfte in der Gestalt von Strecken, ihrer Größe und Richtung nach als Seiten des Parallelogramms auf und erhält in der Diagonale die gewünschte Mittelkraft. Es ist aber nicht nötig, das Kräfteparallelogramm selbst zu zeichnen, vielmehr erhält man dasselbe Ergebnis durch ein Kräftedreieck, (Abb. 241) welches man bildet, indem man die beiden Kräfte 1 und 2 aneinander setzt und die Schlusslinie 2 bis 0 zieht. Die Schlusslinie bildet dann die Resultante. Diese ist entweder eine Ersatzkraft wie in der ersten, oder eine Gleichgewicht erzeugende Kraft, wie in der zweiten Skizze.

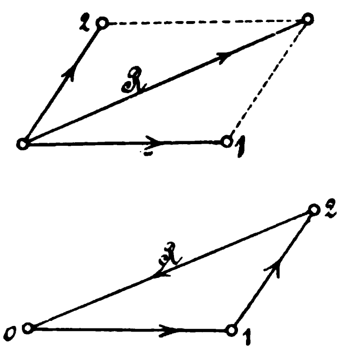


Abb. 241.

Mehrere in einer Ebene liegende und an einem Punkte angreifende Kräfte könnte man nun durch wiederholte Konstruktion von Parallelogrammen zu einer Mittelkraft zusammensetzen. Man zieht aber die Bildung eines Kräftevieleckes diesem umständlichen Verfahren vor (Abb. 242). Die Schlusslinie dieses Kräftevielecks

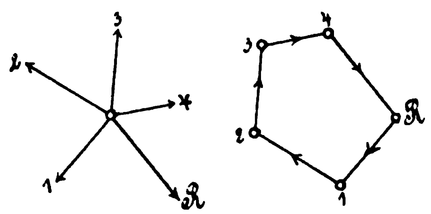


Abb. 242

bildet wieder eine Resultante R, die bei derartigen Kräftepolygonen immer im Sinne des Gleichgewichtes, also so genommen wird, dass sie die Wirkung der anderen Kräfte aufhebt. Ist keine Schlusslinie vorhanden, d. h. schließt sich das Kräftevieleck von selbst, so stehen die Kräfte für sich bereits im Gleichgewichte. Wie man nun zwei oder mehrere Kräfte zu einer Mittelkraft zusammensetzen kann, so kann man umgekehrt auch jede Einzelkraft in beliebig viel Seitenkräfte auflösen.

Kräfte mit verschiedenen Angriffspunkten, die in einer Ebene liegen, kann man in der Weise zu einer Mittelkraft zusammensetzen, dass man unter Berücksichtigung des bekannten Satzes: Die Wirkung einer Kraft bleibt dieselbe, wenn man den Angriffspunkt der Kraft in der Richtung derselben irgendwie verlegt, zwei benachbarte Kräfte in ihrer Richtung bis zum Durchschnitt verschiebt, an diesem Durchschnittspunkte die Resultante der beiden Kräfte bildet, diese wieder mit der nächsten Kraft vereinigt u. s. w. Viel schneller kommt man auch hier durch ein Kräftepolygon zum Ziele. Durch die Schlusslinie R dieses Kräftevielecks erhält man zunächst nur Auskunft über die Größe und Richtung der Mittelkraft, aber nichts über ihren Angriffspunkt. Um diesen festzustellen, zerlegt man

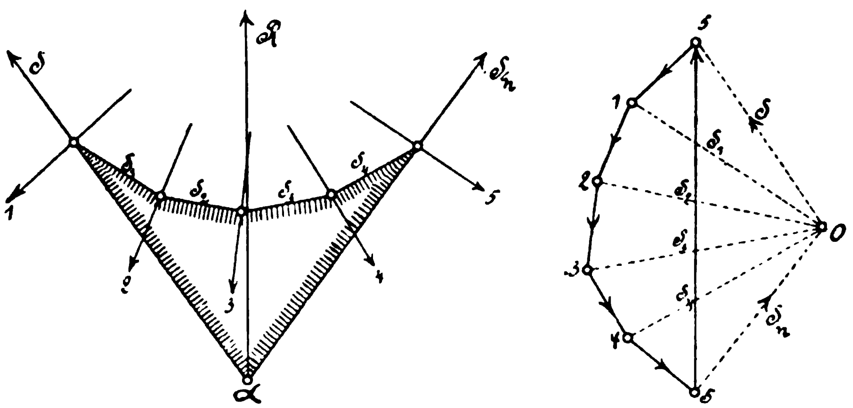


Abb. 243.

z. B. die Resultante R (Abb. 243) in zwei Seitenkräfte S und S_n, die gleichzeitig Resultanten der Kräfte 1—2—3—4—5 sein müssen, da sie Ersatzkräfte von R sein sollen. Der Punkt O, in welchem sich S und S_n schneiden und der ganz beliebig angenommen ist, heißt der Pol des Kräftevielecks. Ebenso wie diesen Pol kann man auch die eine Seitenkraft, z. B. S willkürlich annehmen. Die

Strahlen S_1, S_2 u. s. w., die man im Kräftepolygon ziehen kann, sind auch solche Nebenresultanten, z. B. S_1 die von S und 1, S_2 die von S_1 und 2 u. s. w. Nun nimmt man auf der Kraftrichtung 1 einen beliebigen Punkt an und legt durch denselben eine Parallele zu S_1 bis zum Schnitt mit 2, hierauf durch den eben gewonnenen Schnittpunkt eine Parallele zu S_2 u. s. w. Durch die Schnittpunkte auf den Richtungen der ersten und letzten Kraft legt man schliesslich Parallele zu S und S_n und erhält dann in α einen Punkt, durch den die Gesamtresultante R gehen muss. Das von $S—S_1—S_2 \ldots S_n$ eingeschlossene Vieleck nennt man ein Seilpolygon; auch dieses muss geschlossen sein, wenn Gleichgewicht stattfinden soll. Kräfte in der Ebene sind hiernach nur dann im Gleichgewicht, wenn Kraft- und Seilpolygon geschlossen sind.

Nach diesen einleitenden Bemerkungen können wir nun zu unserer eigentlichen Aufgabe, der Bestimmung der größten Biegungsmomente, übergehen. Da wir es hierbei nur mit parallelen Kräften zu thun haben, so erscheint die Zusammensetzung derselben im Kräftepolygon, der sogenannte Kräftezug, als eine Gerade. Die Kräfte oder Lasten, die hierbei in Frage kommen, sind sämtlich senkrecht nach unten gerichtet. Sie stehen daher nicht mit einander im Gleichgewichte, weil keine einzige von ihnen den anderen entgegengesetzt gerichtet ist und sie aufheben könnte. Der belastete Träger aber übt auf seine Stützpunkte gewisse Drücke aus und ruft in denselben Gegendrücke hervor, die den Auflagerdrücken gleich aber entgegengesetzt gerichtet sind, mit den Lasten im Gleichgewichte sich befinden und Auflagerreaktionen genannt werden. Nach dem Früheren kann man dieselben auf folgende Weise graphisch bestimmen. (Abb. 244.) Zunächst ist das Kräftepolygon mit dem beliebig anzunehmenden Pole O zu zeichnen. Sind z. B. drei Lasten P_1, P_2 und P_3 gegeben, so werden die diese Lasten darstellenden Strecken $12 = P_1$, $23 = P_2$ und $34 = P_3$ zu einer Geraden aneinander gefügt und ihre Endpunkte durch die Strahlen 01, 02, 03 und 04 mit dem Pole O verbunden. Sodann bildet man das Seilpolygon, indem man $A'I \parallel 01$, $III \parallel 02$, $IIIII \parallel 03$ und $IIIB' \parallel 04$ zieht. Wird nun noch $Ot \parallel A'B'$, d. i. parallel der Schlusslinie des Seilpolygons gezogen, so erhält man in $t1$ und $4t$ die Auflagerreaktionen in A und B. A_1 bildet eine Seite des Dreieckes $t01$, dessen andere Seite $01 \parallel A'I$ ist, $t1$ muss deshalb gleich der Reaktion in A sein, ebenso ist $4t$ gleich der Reaktion in B. Da man jetzt sowohl ein geschlossenes Seilpolygon, als auch ein geschlossenes Kräftepolygon

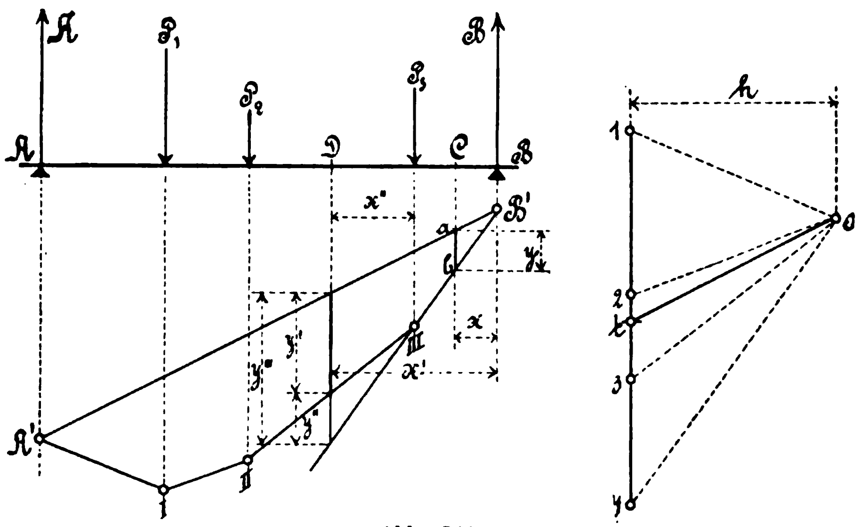


Abb. 244.

hat, so halten die Auflagerreaktionen A und B den Kräften P das Gleichgewicht.

Um nun die Beanspruchung des Balkens in irgend einem beliebigen Querschnitte, z. B. in C, zu finden, hat man sich diesen festgehalten und seinen Schwerpunkt als Momentendrehpunkt zu denken und die auf denselben bezogenen statischen Momente der einzelnen Kräfte auf seiner einen Seite zu summieren und der Summe der statischen Momente der auf der anderen Seite wirkenden Kräfte gleichzusetzen; diese Gleichsetzung ist erforderlich, weil ohne dieselbe das Gleichgewicht der äußeren Kräfte unter einander nicht möglich wäre. Für C ist das auf Bruch wirkende statische Moment, welchem der Balken zu widerstehen hat, demnach:

$$M_1 = B . x.$$

Da nun im Seilpolygon das Dreieck:

$$ab B' \sim 140$$

ist, so ergiebt sich:

$$y : x = B : h,$$

wenn h der senkrechte Abstand des Poles O von dem Kräftezuge 14 ist. Hieraus folgt:

$$B . x = y . h = M_1.$$

Ebenso hat man für D als Drehpunkt:

$$M_2 = B x' - P_3 . x'',$$

worin $B . x' = y''' . h$ und $P_3 x'' = y'' . h$, also:

$$M_2 = (y''' - y'') h = y' . h.$$

Ganz ähnlich gestaltet sich die Untersuchung für jeden anderen beliebigen Schnittpunkt des Trägers AB; stets findet man, dass das Bruchmoment eines beliebigen Querschnittes gleich dem Produkte aus der in Richtung der Kraft unter dem betreffenden Querschnitte liegenden Sehne des Seilpolygons und dem Polabstand des Kräftepolygons ist, also:

$$M = y \cdot h.$$

Das größte Biegungsmoment, welches für die Abmessungen des Balkens maßgebend ist, hat man also in demjenigen Querschnitte, unter dem die größte Sehne liegt, und der über der größten Sehne liegende Querschnitt des Balkens ist der gefährliche Querschnitt. In unserem Beispiele liegt er in der Kraftrichtung von P_2.

Eine, gleichförmig über die ganze Länge eines Trägers oder über einen Teil desselben verteilte, Belastung kann angesehen werden als bestehend aus einer sehr großen Anzahl sehr kleiner

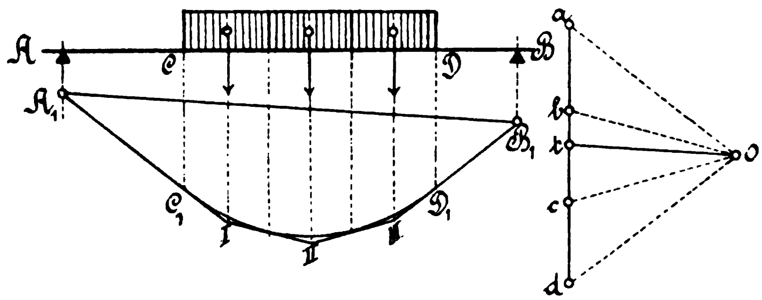


Abb. 245.

Einzellasten (Abb. 245); denn die ganze Belastung kann durch sehr nahe nebeneinander liegende Vertikalschnitte in Lamellen zerlegt werden, von denen jede als Einzelkraft betrachtet werden darf. Fügt man alle diese Einzellasten, deren Angriffspunkte in den Schwerpunkten der Lamellen liegen, zu einem Kräftezuge aneinander und konstruiert das einem beliebig gewählten Pole O entsprechende Seilpolygon, so können mit Hilfe desselben die Momente u. s. w. wie früher bestimmt werden. In der Skizze ist die gleichförmig auf die Länge CD verteilte Belastung in 3 Lamellen von gleicher Breite zerlegt, die letzteren sind zu dem Kräftezuge $a\,b\,c\,d$ aneinander gefügt und es ist dem Pole O entsprechend das Seilpolygon $A_1\,I\,II\,III\,B_1$ konstruiert worden. Dieses wird zwischen den senkrecht unter C und D gelegenen Punkten C_1 und D_1 um so mehr Seiten erhalten, sich also um so mehr einer stetigen Kurve

nähern, je größer die Anzahl der Lamellen ist, in welche die auf die Länge CD verteilte Belastung zerlegt ist. Nimmt man die Zahl der Lamellen unendlich groß an, so geht das Seilpolygon zwischen C_1 und D_1 in eine Kurve, die sogenannte Seilkurve über. Die einzelnen Seiten des Seilpolygons sind Tangenten an die Seilkurve und die Punkte C_1 und D_1, sowie die Schnittpunkte der in den Lamellengrenzen gezogenen Senkrechten mit den Polygonseiten sind die Berührungspunkte dieser Seilkurve.

Die dem größten Biegungsmomente entsprechende größte Sehne findet man, wenn man an die Seilkurve eine Parallele zur Schlusslinie $A_1 B_1$ zieht. Die Sehne im Berührungspunkte dieser Parallelen ist dann y_{max}.

In den vorstehenden Abbildungen bedeutet jedes Centimeter der Längen l cm, die Trägerlängen sind also in $\frac{1}{l}$ der natürlichen Größe gezeichnet oder der Längenmaßstab ist l. In den Kräftevielecken bedeutet jedes cm Länge k Kilogramm, der Kräftemaßstab ist also k. In Abb. 244 entspricht demnach dem x in Wirklichkeit die Länge $\frac{x}{l}$ cm und der Kraft B die Länge $\frac{B}{k}$ cm. Setzt man diese Werte ein, so ergiebt sich wie früher aus der Aehnlichkeit der Dreiecke:

$$y : \frac{x}{l} = \frac{B}{k} : h$$

und weiter:

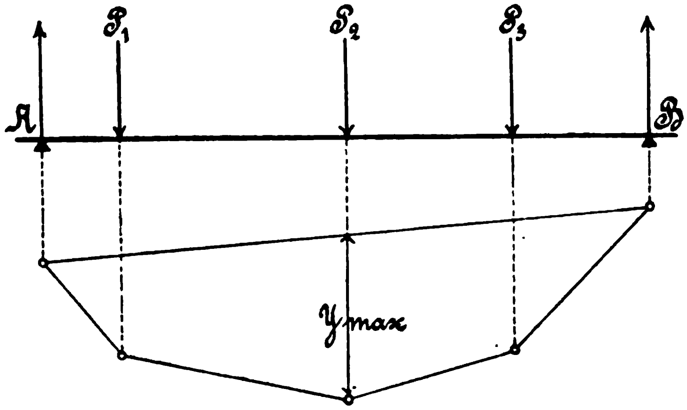
$$M = B \,.\, x = y \,.\, h \,.\, l \,.\, k,$$

sodass man den leicht zu merkenden Satz:

$$\text{Bruchmoment} = \text{Sehne} \times \text{Polabstand} \times \text{Längenmaßstab} \times \text{Kräftemaßstab}$$

erhält. Zum Schlusse dieser Betrachtungen mag noch an einem Beispiele gezeigt werden, wie schnell das graphische Verfahren das gewünschte Moment finden lässt.

Der zu berechnende Balken liege auf 400 cm Länge frei und werde durch $P_1 = 2000$ kg, $P_2 = 1000$ kg und $P_3 = 1500$ kg belastet. Die Entfernung vom Auflager A bis zum Angriffspunkte der Last P_1 sei 50 cm, bis zum Angriffspunkte der Last P_2 200 cm und bis zu dem der Last P_3 310 cm. Man zeichne nun (Abb. 246) den Balken in einem passenden Maßstabe z. B. 1 cm = 50 cm = l auf, nehme als Kräftemaßstab 1 cm = 500 kg = k und die Polentfernung $h = 4$ cm und entwickle das Seilpolygon; man erhält



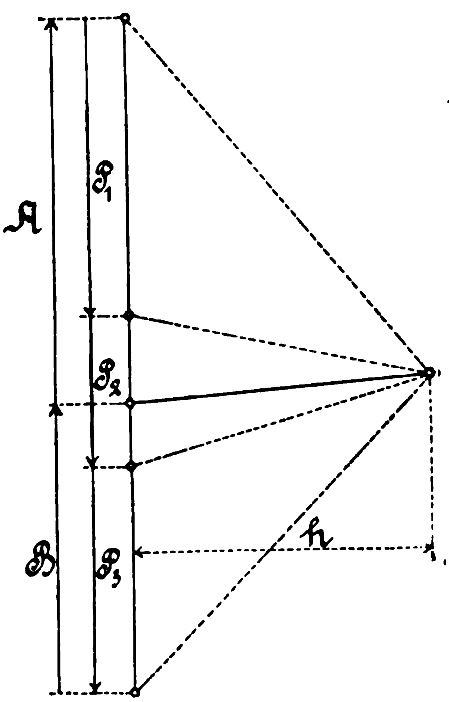


Abb. 246.

aus demselben, unter dem Angriffspunkte der Last P_2 liegend, $y_{max} = 2{,}175$ cm und hieraus das größte Biegungsmoment sofort zu

$$M = 2{,}175 . 4 . 50 . 500 = 217500.$$

Aus der Formel $W = \frac{M}{k}$ folgt, wenn man beispielsweise k zu 900 kg/qcm annimmt, das erforderliche Widerstandsmoment für den Querschnitt des hier anzuwendenden I-Trägers:

$$W = \frac{217500}{900} = 241{,}9.$$

Nach der Tabelle S. 23 wäre ein Träger vom Profil Nr. 21 zu nehmen, dessen Widerstandsmoment 244 ist.

Die Polentfernung h, der Kräftemaßstab k und der Längenmaßstab l sind zwar beliebig, man wird aber gut thun, sie, wie dies auch im Beispiele geschah, so zu wählen, dass das Produkt $h . l . k$ eine Zahl ergiebt, mit der man leicht multiplizieren kann.

Zu weiterem Studium der hierhergehörigen Fragen sei das Werk: „Die graphische Statik von R. Lauenstein“ empfohlen.

Die Berechnung der Walzeisenträger erfolgt nun auf folgende einfache Weise. Aus der dem in Frage kommenden Biegungsfalle entsprechenden Gleichung für M leitet man unter Benutzung der bekannten Formel:

$$W.k = M$$

den Wert W ab, den das Widerstandsmoment des anzuwendenden Trägers besitzen muss, worauf man dann schließlich aus einer der im 1. Abschnitte mitgeteilten Walzeisentabellen jenes Profil entnimmt, dessen Widerstandsmoment dem berechneten Werte von W am nächsten liegt. Man kann bei der Berechnung von W bei den jetzt zu habenden vorzüglichen Eisensorten mit k bis zu 900 oder 1000 kg/qm gehen.

Häufig kommt es vor, dass man zwei oder mehrere Walzeisenträger dicht nebeneinander legen muss, sei es nun, weil ein einziger Träger für die zu tragende Last zu schwach ist und die ihm zu erteilen mögliche Höhe nicht genügt, oder sei es, dass man beispielsweise eine größere Auflagerbreite für eine zu unterstützende Mauer erzielen will.

In solchen Fällen ist es nötig, die benachbarten Träger so mit einander zu verbinden, dass ein Schiefstellen derselben unmöglich wird. Am zweckmäßigsten bedient man sich hierzu der sogenannten Füllstücke, die ungefähr in 2 m Entfernung von einander durch durchgehende Schraubenbolzen fest mit den Trägern zu verbinden sind, wie die beigefügte Skizze zeigt (Abb. 247). Solche Träger nennt man gekuppelt.

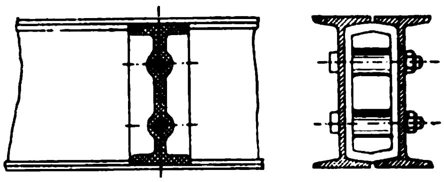


Abb. 247.

Genügen bei stärkeren Belastungen die gewalzten Träger nicht mehr, so wendet man, wie wir schon andeuteten, die genieteten Träger an, die als einfache oder doppelte Blechträger oder als Kastenträger ausgeführt werden. Wie die doppelten Walzeisenträger durch Füllstücke mit einander innig verbunden wurden, so werden die doppelten Blechträger durch in etwa 2 m Entfernung von einander angeordnete Querwände vereinigt.

Das Stehblech, also die vertikale Blechwand der genieteten Träger, macht man ungefähr 1 cm dick; zu den Gurtungen verwendet man dagegen meist gleichschenklige ⌊-Eisen der Nummern 6 bis 12. Häufig ist es auch nötig, noch besondere Gurtplatten an-

zuwenden, die man dann so dick wie die Schenkel der ⌊-Eisen annimmt. Diese Gurtplatten brauchen übrigens nicht über die ganze Länge der Träger durchzugehen, sondern können da aufhören, wo der Blechträger auch ohne dieselben genügend großen Querschnitt hat, um die äußeren Kräfte aufzunehmen. Das Stehblech ist über den Auflagerpunkten, sowie da, wo Einzellasten angreifen, durch

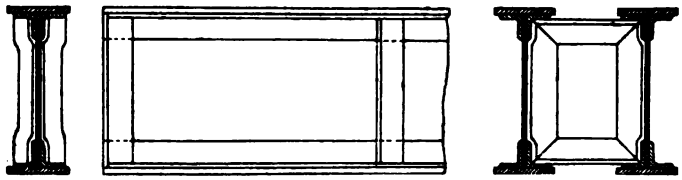


Abb. 248.

Vertikalwinkel zu versteifen (Abb 248). Ist die Last gleichförmig verteilt, so bringt man diese Versteifungswinkel in etwa 2 m Entfernung von einander an. Für dieselben nimmt man meist ein 1 cm kleineres Profil als für die Gurtungen. Die Nieten werden gewöhnlich 2 cm dick gemacht.

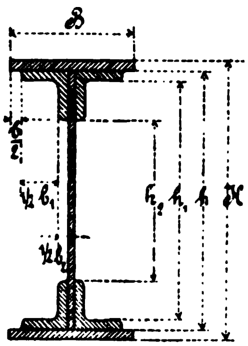


Abb. 249.

Die Berechnung der Blechträger erfolgt in den gewöhnlichen Fällen genau genug wie die der Walzeisenträger. Bei der Bestimmung des erforderlichen Querschnittes hat man die Schwächung durch die Nieten mit zu berücksichtigen.

Das Widerstandsmoment eines solchen Blechträgers mit je einer Gurtplatte oben und unten ist (Abb. 249):

$$W = \frac{B \cdot H^3 - b \cdot h^3 - b_1 \cdot h_1^3 - b_2 \cdot h_2^3}{6H}.$$

Für die Nietlöcher hat man hierin von B und b_1 die entsprechenden Nietlochdurchmesser abzuziehen. Die Bestimmung der Querschnittsfläche für solche Träger kann nach Lauenstein mit Hilfe der Annäherungsformel:

$$W = h_0 (F + \frac{1}{6} F_1)$$

erfolgen. Hierin ist W das erforderliche Widerstandsmoment des ganzen Querschnittes, h_0 der schätzungsweise anzunehmende Abstand der Schwerpunkte der Gurtungen, F die gesuchte Fläche einer

Gurtung (Winkeleisen und Gurtungsblech mit Nietungsabzug) und F_1 die ebenfalls anzunehmende Querschnittsfläche des Stehbleches.*)

Etwas umständlicher ist die Berechnung der Gitterträger. Man bedient sich hierbei zweckmäßigerweise der von Ritter zuerst behandelten Methode der statischen Momente oder des rein graphischen Weges. Die erstere gründet sich auf den bekannten Satz der Mechanik, dass die Summe der statischen Momente aller auf ein ebenes System fester Punkte wirkenden äußeren Kräfte in Beziehung auf einen beliebigen, in derselben Ebene gelegenen Drehpunkt gleich Null ist, wenn sich die erwähnten Kräfte im Gleichgewichte befinden.

Aus diesem Satze hat Ritter zur Bestimmung der durch die äußeren Kräfte hervorgerufenen Spannungen oder inneren Kräfte folgende Regel abgeleitet.

Man denke sich die Konstruktion, deren Stärken berechnet werden sollen, durch einen beliebigen geraden oder krummlinigen Schnitt, der nicht mehr als drei Stangen trifft, deren Spannungen unbekannt sind, in zwei Teile zerlegt und an die Schnittstellen die in den durchschnittenen Stangen herrschenden Spannungen als äußere Kräfte so angetragen, dass sie von den Schnittstellen weggerichtet sind, also als Zugkräfte erscheinen. Man stelle nun für sämtliche äußeren Kräfte eines der beiden Konstruktionsteile die Summe der statischen Momente auf und nehme dabei als Drehpunkt zur Bestimmung der Spannung in der einen Stange den Durchschnittspunkt der Richtungen der beiden anderen Stangen an. Giebt man schließlich den Momenten der rechtsdrehenden Kräfte positive, denen der linksdrehenden Kräfte aber negative Vorzeichen, so bedeuten die sich aus den Momentengleichungen ergebenden positiven Kräfte Zugspannungen, die negativen Kräfte dagegen Druckspannungen. Mit Hilfe des Ritterschen Verfahrens kann man also für jedes Konstruktionsglied eine Gleichung aufstellen, welche die gesuchte Spannung als einzige Unbekannte enthält. Das Verfahren kann auch dann benutzt werden, wenn sich unter den durchschnitten gedachten Stangen zwei parallele befinden, sodass der Drehpunkt für die aufzustellende Momentengleichung unendlich weit entfernt ist. Eine Schwierigkeit entsteht hierbei nur scheinbar, da sich die unendlich groß werdenden Hebelsarme der einzelnen Momente gegeneinander aufheben.

*) Tabellen über eine große Anzahl vollständig berechneter Blechträger u. s. w. enthält das „Musterbuch für Eisenkonstruktionen" von C. Scharowsky, Leipzig und Berlin.

Die Anwendung der Ritterschen Schnittmethode auf Gitter- oder Fachwerksträger mag nun durch einige der am häufigsten vorkommenden Beispiele erläutert werden. Die äußeren Kräfte werden durch das Eigengewicht der Träger und die Verkehrslast gebildet. Für ersteres kann man in den gewöhnlichen Fällen, bei denen sich die Höhe des Trägers zur Spannweite wie $^1/_{12}$ bis $^1/_{15}$ verhält, näherungsweise $^1/_{15}$ der Verkehrslast ansetzen. Für die Verkehrslast selbst nehme man keinen zu geringen Wert. Der ganze Träger besteht aus einer Anzahl Fachwerksfelder. Die einzelnen Stangen, aus denen das Fachwerk zusammengesetzt ist, stoßen in den in den Gurtungen gelegenen Knotenpunkten zusammen. Hat der Träger n Felder von gleicher Länge, deren jedes gleichförmig mit $2p$ belastet ist, so beträgt die Gesamtlast, die der Träger tragen muss, $2np$ und auf jeden der Stützpunkte, in denen der Träger an seinen beiden Enden aufliegt, kommt die Hälfte hiervon, also np. Die Belastung jedes Trägerfeldes kann man nun durch die beiden, an den Enden des Feldes gelegenen, als beweglich oder gelenkig anzusehenden Knotenpunkte aufgenommen denken, auf deren jeden die Hälfte, also p kommt; da aber in jedem der mittlen Knotenpunkte zwei Felder zusammenstoßen, so beträgt die äußere Belastung eines jeden solchen Knotenpunktes:

$$2p,$$

während auf die Endpunkte des Trägers nur je ein p kommt. Dieses p, welches senkrecht über dem Stützpunkte angreift, hält einem Teile der hier durch die Last np hervorgerufenen Gegenwirkung (Auflagerreaktion) das Gleichgewicht, sodass man in jedem der Stützpunkte eine senkrecht nach oben wirkende äußere Kraft:

$$A = np - p = B$$

erhält. Mit den auf diese Weise ermittelten äußeren Kräften sind die inneren Kräfte oder Spannungen in den einzelnen Fachwerksgliedern im Gleichgewichte.

Der zu untersuchende Träger (Abb. 250) sei nach dem Systeme des gleichschenkligen Dreieckes auszuführen und in seinen oberen Knotenpunkten belastet. Die Länge eines jeden Feldes sei l und der Abstand zwischen den Schwerpunktsachsen der oberen und unteren Gurtung sei h. Angenommen werde endlich, dass eine gerade Anzahl, z. B. sechs Felder vorhanden sei und dass die Spannungen in der oberen Gurtung mit O, die in der unteren mit U bezeichnet seien. Die Spannungen der nach der Mitte des Trägers

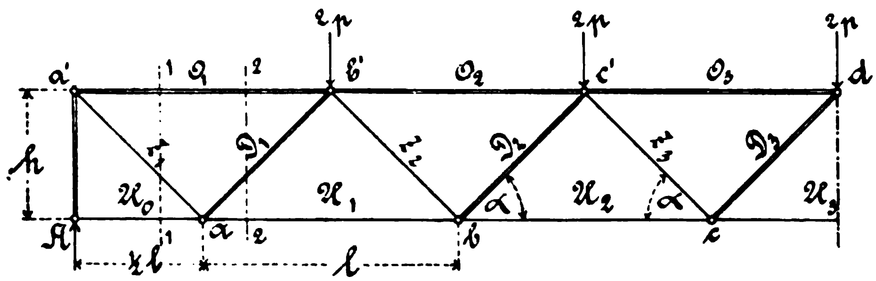


Abb. 250.

zu abfallenden Gitterstäbe heißen Z, die der ansteigenden Stäbe D. Da der Träger symmetrisch zur Mittellinie gebaut werden soll, so brauchen wir nur die eine Hälfte desselben zu betrachten. Es ist dann:

$$A = 6p - p = 5p.$$

Um nun zunächst Z_1 zu ermitteln, lege man den Schnitt 11. Wir haben dann als Drehpunkt für die statischen Momente den Schnittpunkt von O und U, der unendlich weit entfernt ist, anzusehen und bekommen als Momentengleichung:

$$Z_1 . \sin \alpha . \infty - A . \infty = O,$$

wenn α der Winkel ist, den die Schrägstangen mit den Gurtungen einschließen.

Es folgt:

$$Z_1 \sin \alpha . \infty = A . \infty,$$

und wenn man den gemeinsamen Faktor ∞ weglässt:

$$Z_1 = \frac{A}{\sin \alpha}$$

oder für unseren Sonderfall, da $A = 5p$ ist:

$$Z_1 = 5 . \frac{p}{\sin \alpha}.$$

Z_1 ist nach dem früheren eine Zugspannung.

Auf ähnliche Weise erhält man durch den Schnitt 22:

$$D_1 = -5 \frac{p}{\sin \alpha} = -Z_1$$

als Druckspannung. Ferner ergiebt sich aus:

$$Z_2 . \sin \alpha . \infty - A \infty + 2p . \infty = O$$

$$Z_2 = \frac{A - 2p}{\sin \alpha} = 3 \frac{p}{\sin \alpha} = -D_2,$$

und weiter:

$$Z_3 = \frac{A - 4p}{\sin \alpha} = \frac{p}{\sin \alpha} = -D_3.$$

Zur Bestimmung von O_1 hat man den Schnittpunkt von Z_1 und U_0 also den Punkt a als Momentendrehpunkt zu nehmen und erhält dann aus

$$O_1 . h + A . \frac{l}{2} = 0$$

$$O_1 = -A \frac{l}{2h} = -5 \frac{pl}{2h}$$

als Druckspannung.

Für O_2 gilt der Drehpunkt b und man erhält:

$$O_2 . h + A . 3 \frac{l}{2} - 2p . \frac{l}{2} = 0$$

$$O_2 = -\frac{3A - 2p}{2h} . l = -13 \frac{pl}{2h}.$$

Auf ähnlichem Wege ergiebt sich

$$O_3 = -\frac{5A - 8p}{2h} . l = -17 \frac{pl}{2h}.$$

Zur Bestimmung von U_0 dient der Schnittpunkt von Z_1 und O_1 als Drehpunkt, also a'. Man erhält:

$$-U_0 . h = 0 \text{ also } U_0 = 0,$$

d. h. die Stange U_0 ist spannungslos.

Weiter ergiebt sich U_1 beim Drehpunkt b' aus

$$-U_1 . h + A . 2 \frac{l}{2} = 0$$

$$U_1 = A \frac{2l}{2h} = 10 p \frac{l}{2h}$$

als Zugspannung, sodann mit dem Drehpunkte c'

$$-U_2 . h + A . 4 \frac{l}{2} - 2p . 2 \frac{l}{2} = 0$$

$$U_2 = \frac{4A - 4p}{2h} . l = 16 p \frac{l}{2h}$$

und endlich mit dem Drehpunkte d' aus

$$-U_3 . h + A . 6 \frac{l}{2} - 2p . 4 \frac{l}{2} - 2p . 2 \frac{l}{2} = 0$$

$$U_3 = \frac{6A - 12p}{2h} . l = 18 . p \frac{l}{2h}.$$

Die Spannung in der Endvertikalen überträgt sich nach dem Punkte a' und ist demnach gleich A.

In der zuletzt gegebenen Skizze (Abb. 250) wie in den folgenden Abbildungen sind die auf Druck in Anspruch genommenen Stücke des Trägers durch doppelte, die auf Zug in Anspruch genommenen durch einfache Linien gekennzeichnet.

Für Gitterträger nach dem Systeme des rechtwinkligen Dreiecks gestaltet sich die Untersuchung wie folgt.

Ist das Gitterwerk symmetrisch zur Mittelachse des Trägers angeordnet, was stets zu empfehlen ist, so hat man immer eine gerade Anzahl von Feldern und man braucht die Ermittelung der Spannungen wie früher nur für den halben Träger durchzuführen. Hat man 10 Felder, so ist $A = 9p$ (Abb. 251).

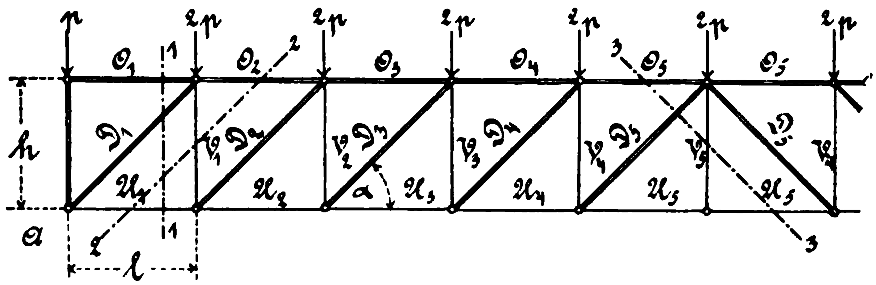


Abb. 251.

Zur Ermittelung der Spannungen in D, O und U legt man Schnitte wie 11 und man erhält:

$$D_1 = -\frac{A}{\sin\alpha} \qquad = -9\frac{p}{\sin\alpha}$$

$$D_2 = -\frac{A - 2p}{\sin\alpha} \qquad = -7\frac{p}{\sin\alpha}$$

$$D_3 = -\frac{A - 4p}{\sin\alpha} \qquad = -5\frac{p}{\sin\alpha}$$

$$D_4 = -\frac{A - 6p}{\sin\alpha} \qquad = -3\frac{p}{\sin\alpha}$$

$$D_5 = -\frac{p}{\sin\alpha}.$$

$$O_1 = 0.$$

$$O_2 = -A\frac{l}{h} \qquad = -\ 9p\frac{l}{h}$$

$$O_3 = -\frac{2.A - 2p}{h}.l = -16p\frac{l}{h}$$

$$O_4 = -\frac{3A - 6p}{h}.l = -21p\frac{l}{h}$$

$$O_5 = -\frac{4A - 12p}{h}.l = -24p\frac{l}{h}$$

$$U_1 = A \cdot \frac{l}{h} \qquad = -\,0_2 = \;\; 9p\,\frac{l}{h}$$

$$U_2 = \frac{2A - 2p}{h} \cdot l = -\,0_3 = 16p\,\frac{l}{h}$$

$$U_3 = \frac{3A - 6p}{h} \cdot l = -\,0_4 = 21p\,\frac{l}{h}$$

$$U_4 = \frac{4A - 12p}{h} \cdot l = -\,0_5 = 24p\,\frac{l}{h}$$

$$U_5 = \frac{5A - 20p}{h} \cdot l = 25p\,\frac{l}{h}.$$

Zur Bestimmung der Spannungen in den Vertikalstäben legt man Schnitte wie 22. Man erhält dann:

$$V_1 = A - 2p$$
$$V_2 = A - 4p$$
$$V_3 = A - 6p \text{ u. s. w.}$$

Die Spannung in der mittlen Vertikalstange V_5 ergiebt sich mit Hilfe des Schnittes 33 aus:

$$-V_5 \cdot \infty - D_5 \sin\alpha \cdot \infty + 8p \cdot \infty - A \cdot \infty = 0$$

oder wenn für D_5 sein Wert eingesetzt und der Faktor ∞ weggelassen wird:

$$-V_5 + \frac{p}{\sin\alpha} \cdot \sin\alpha + 8p - A = 0$$
$$-V_5 + 9p - A = 0$$
$$V_5 = 9p - A = 0 \cdot$$

Diese mittle Stange ist also spannungslos.

Zur Ermittelung der Spannungen auf graphischem Wege hat man neben der Darstellung des Gitterträgers nur noch den Kräfteplan zu zeichnen. Letzteres geschieht nach dem Grundsatze, dass, wenn sich die auf den Träger wirkenden äußeren Kräfte im Gleichgewichte befinden, dies auch mit den auf die einzelnen Knotenpunkte wirkenden inneren und äußeren Kräfte der Fall sein muss. Sämtliche Kräfte, welche an einem Knotenpunkte angreifen, müssen daher im Kräfteplane einen geschlossenen Linienzug bilden und die in jenen Stäben, welche in der Darstellung des Gitterträgers ein ungeteiltes Feld bilden, auftretenden Spannungen und Kräfte müssen im Kräfteplane von ein und demselben Punkte ausgehen.

Um festzustellen, ob man es mit Zug- oder Druckspannungen in den an einem Knotenpunkte zusammentreffenden Stäben zu thun hat, umfahre man das für den betreffenden Knotenpunkt geltende Kräftevieleck in der Richtung, welche die auf denselben einwirken-

den bekannten Kräfte angeben. Ist dabei die einem Stabe entsprechende Umfahrungsrichtung dem Knotenpunkte zugekehrt, so liegt eine Druckspannung, ist sie dagegen dem Knotenpunkte abgewendet, eine Zugspannung vor.

Beim Aufzeichnen des Kräfteplanes beginne man stets mit einem Knotenpunkte, an welchem nur zwei Kräfte unbekannt sind.

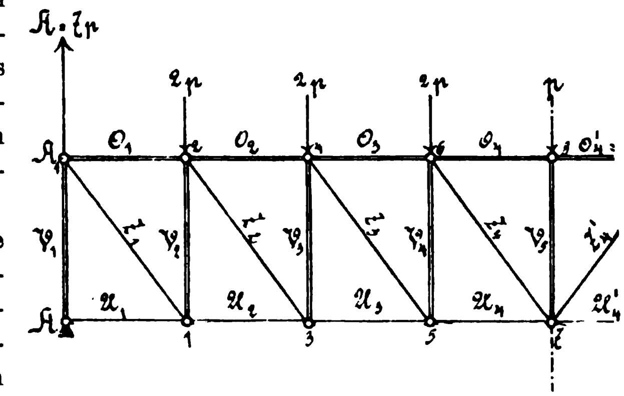


Abb. 252

Als Beispiel diene der in der Abbildung 252 dargestellte Träger. Derselbe mag nach dem System des rechteckigen Dreieckes konstruiert sein und acht gleiche Felder enthalten. Da er ferner symmetrisch zu seiner Mitte gebaut sein mag, so genügt es, die Untersuchung für die eine Trägerhälfte durchzuführen. Wird jedes Feld mit $2p$ belastet, so ergiebt sich nach dem früheren die in A hervorgerufene, nach oben gerichtete Gegenwirkung zu

$$A = 7p.$$

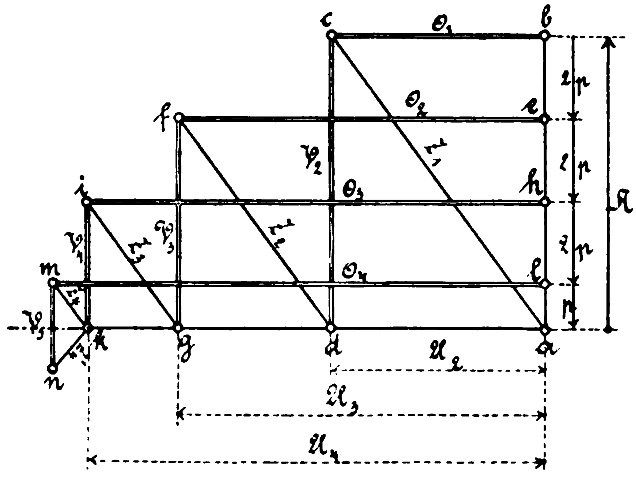


Abb 253.

A wird vom Punkte A nach A_1 übertragen, woraus hervorgeht, dass die Spannung in $V_1 = A$, die in U_1 aber = Null ist, und dass der Punkt A_1 als eigentlicher Stützpunkt des Gitterträgers angesehen werden kann. Am Punkte A_1 stehen also die Spannungen O_1 und Z_1 mit der äußeren Kraft A im Gleichgewichte, daher müssen diese drei Kräfte im Kräfteplane (Abb. 253) einen geschlossenen Linienzug bilden. Man trage nun zunächst A in einem beliebigen Maßstabe auf und ziehe $bc \parallel O_1$ und $ca \parallel Z_1$. Man hat dann in cb und in ca die gesuchten Spannungen in demselben Maßstabe, in welchem A aufgetragen wurde. Umfährt man das erhaltene Dreieck so, wie die Richtung von A angiebt, also von a nach b und über c wieder nach a, so sieht man, dass O_1 auf den Punkt A_1 zu gerichtet ist, also eine Druckspannung enthält, Z_1 aber von A_1 wegweist und demnach eine Zugspannung darstellt. Auf den Knotenpunkt 1 wirken die Spannungen Z_1, V_2 und U_2. Setzt man diese Kräfte in der angegebenen Reihenfolge zusammen, so erhält man, da Z_1 als Zugspannung vom Knotenpunkte 1 weggerichtet sein muss, den Linienzug *a c d a*, aus dem hervorgeht, dass V_2 eine Druckspannung, U_2 aber eine Zugspannung bedeutet. Im Knotenpunkte 2 greifen die Kräfte $2p$, O_2, Z_2, V_2 und O_1 an, die zusammengesetzt den Linienzug *b e f d c b* ergeben, aus dem wieder entnommen werden kann, dass in O_2 eine Druckspannung, in Z_1 aber eine Zugspannung auftritt. Für den Knotenpunkt 3 hat man die Kräfte U_2, Z_2, V_3 und U_3 und das Kräftevieleck *a d f g a*, worin die Spannungen der unteren Gurtung in eine Gerade zusammenfallen. Im Knotenpunkte 4 greifen die Kräfte $2p$, O_3, Z_3, V_3 und O_2 an und liefern im Kräfteplane den Linienzug *e h i g f e*. Für den Knotenpunkt 5 hat man die Kräfte U_3, Z_3, V_4 und U_4, sowie das Kräftevieleck *a g i k a* u. s. w., V_5 ergiebt sich aus dem Linienzuge *a k m n k a*.

Man sieht, dass V_5 eine Druckspannung von der Größe $2p$ ist.

Auf die Wirkung beweglicher Lasten und den Einfluss des Winddruckes wurde hier nicht näher eingegangen, da die darauf bezüglichen Untersuchungen aus dem Rahmen dieses Buches fallen würden.

Einen Träger mit gekreuzten Stäben hat man so zu behandeln, als wäre er aus zwei Trägern mit einfachen Gitterwerksstäben zusammengesetzt.

Die gegen die Trägermitte aufsteigenden Gitterstäbe, welche, wie aus unseren Betrachtungen hervorgeht, sämtlich auf Druck beansprucht sind, macht man aus praktischen Gründen meist stärker

als theoretisch notwendig ist und konstruiert sie bei ganz eisernen Trägern entweder aus doppelten Winkeleisen oder aus doppelten Flacheisen, die durch Zwischenlagen und Nieten mit einander zu verbinden sind. Für die übrigen Gitterstäbe der ganz eisernen Träger genügen einfache Flacheisen. Auch jene Stäbe, welche ohne Spannung sind, lässt man meist nicht weg, sondern führt sie aus, um etwaigen Durchbiegungen der benachbarten Teile zu begegnen.

Die Gurtungen werden meist aus Winkeleisen hergestellt, welches in den Mittelfeldern durch aufgenietete Gurtungsbleche nach Bedarf und um den nötigen Querschnitt zu erlangen, zu verstärken ist.

Die Abmessungen der einzelnen Teile bestimmt man einfach dadurch, dass man die Spannung, die in jedem einzelnen Teile herrscht, durch die zulässige Beanspruchung für die Flächeneinheit dividiert, um die erforderliche Querschnittsfläche zu erhalten. Uebrigens ist hierbei auf die Schwächung der Querschnitte durch die Nietlöcher Rücksicht zu nehmen.

Wie wir gesehen haben, müsste eigentlich jeder Teil des Trägers andere Abmessungen bekommen; aus praktischen Gründen macht man aber häufig mehrere benachbarte Teile gleich stark.

An den Trägerenden sind zur Aufnahme der Auflagerdrücke stets kurze Stehbleche anzubringen. Die Anwendung von Knotenblechen in den Knotenpunkten ist sehr zu empfehlen.

Bei jenen Gitterträgern, die aus Holz und Eisen zusammengesetzt sind, macht man die Gurtungen aus Holz und giebt ihnen rechteckigen Querschnitt. Auch die auf Druck beanspruchten Gitterstäbe werden hierbei in Holz ausgeführt und erhalten quadratischen Querschnitt. Sämtliche Zugstangen aber macht man bei diesen Trägern aus Rundeisen. Die auf Druck beanspruchten hölzernen Gitterstäbe dürfen nicht verblattet oder verkämmt werden, oder sie müssen doch in ihrem schwächsten Teile noch die erforderliche Querschnittsfläche haben.

Es ist zweckmäßig, die in einem Knotenpunkte zusammentreffenden Teile so anzuordnen, dass sich ihre Schwerachsen in ein und demselben Punkte schneiden (Abb. 254).

Was nun die eisernen Balkenlagen betrifft, so gelten für dieselben im allgemeinen ganz die gleichen Grundsätze, die wir bei den hölzernen Balkenlagen kennen lernten. Die Balkenweite, d. h. also die Entfernung der nebeneinander liegenden Balken von Mitte zu Mitte nimmt man wie dort zu 0,75 bis 1,25 m an. Die Ver-

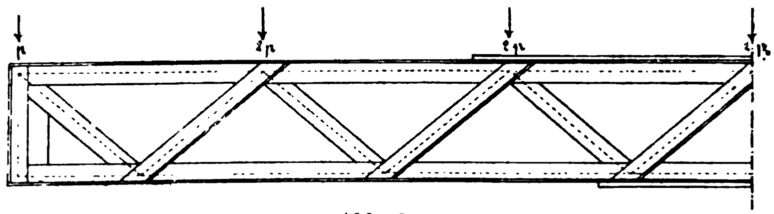


Abb. 254.

ankerung der eisernen Balkenlagen führt man in derselben Weise aus, wie die der hölzernen. Selbstverständlich können auch bei eisernen Balkenlagen Unterzüge vorkommen, wenn dies, da man mit der Spannweite nicht an so enge Grenzen gebunden ist, auch nicht so häufig der Fall sein wird, wie bei hölzernen Balkenlagen. Bei Spannweiten über 8 m ist es jedoch meist vorteilhaft, Unterzüge anzuwenden, weil hierdurch die Deckenkonstruktion gewöhnlich billiger wird. Hat man einen einzigen Unterzug, der in der Mitte der Balken liegt, so hat er $^5/_8$ der Gesamtbelastung der betreffenden Decke zu tragen, welche Last dann als gleichförmig verteilt angesehen werden kann; sind zwei Unterzüge vorhanden, so kommt auf jeden $^{11}/_{30}$ der Gesamtlast der Decke.

Bei den eisernen Deckenbalken kommen sogenannte Stöße fast gar nicht vor, da die Längen, in denen die I-Eisen ausgewalzt werden, für die gebräuchlichen Spannweiten immer genügen, dagegen müssen die Unterzüge, namentlich bei langen Gebäuden, sehr häufig gestoßen werden. Diese Stöße legt man meist über die hierbei nicht zu umgehenden Säulen, doch kommt es auch vor, dass sie zwischen zwei Säulen liegen. Es ist zweckmäßig, die Stöße in der Längsrichtung der Träger etwas beweglich zu machen. Um dies zu erreichen, werden die Laschen mit dem einen Trägerende fest verbunden (Abb. 255), während die Schrauben des anderen Laschenendes in Schlitzlöcher im Stege des anderen Trägers eingreifen, wie dies die Skizze zeigt. Eine Verlaschung der Flanschen ist in diesem Falle nicht erforderlich, weil der Stoß unterstützt ist, sie wäre aber zweckmäßig bei einem nicht unterstützen, sogenannten schwebenden Stoße. Eiserne Unterzüge finden auch vielfach bei hölzernen Balkenlagen Anwendung.

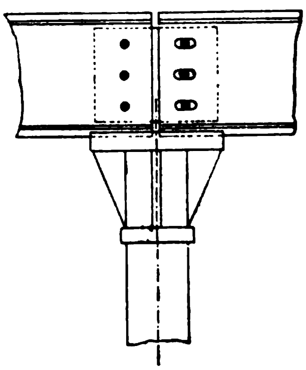


Abb. 255.

Die **Auflagerung der eisernen Balken und Unterzüge** hat mit besonderer Sorgfalt zu geschehen. Da die Flanschen der Träger nur eine verhältnismäßig geringe Breite haben, so würde, wenn man die Balkenenden ohne weiteres auf das Mauerwerk legen wollte, die Gefahr eintreten, dass dasselbe zerdrückt würde. Man unterstützt die Trägerenden deshalb mit Quadern von besonders festem Stein oder noch besser durch **Unterlagsplatten von Blech oder Gusseisen.** Die Größe dieser Platten muss so bemessen sein, dass der durch den Träger erzeugte Druck auf die Flächeneinheit des Mauerwerkes die zulässige Größe nicht überschreitet. Die in diesem Falle zulässige Beanspruchung beträgt nach **Lauenstein**:

bei gewöhnlichem Ziegelmauerwerk k	= 7	kg/qcm
„ Klinkermauerwerk in Zement .	12	„
„ Beton	15	„
„ Sandsteinquadern	20	„
„ Granitquadern	40	„

Den Unterlagsplatten giebt man nach Scharowsky zweckmäßigerweise eine Länge von:

$$l = 10 + \frac{h}{2} \text{ cm.}$$

Die Breite b bestimmt sich dann aus dem Auflagerdrucke A des Trägers zu:

$$b = \frac{A}{k \, . \, l}.$$

Den **gusseisernen Unterlagsplatten** giebt man eine Dicke von:

$$d = 1{,}5 + \frac{h}{20} \text{ cm.}$$

Blechplatten brauchen nur halb so dick gemacht zu werden.

Um eine Seitenverschiebung des Trägers auf der Platte zu verhindern, erhält diese zwei Leisten, zwischen welche der Trägerflansch gelegt wird (Abb. 256). Dem Träger muss die Möglichkeit gegeben werden, sich bei Temperaturänderungen in seiner Längsrichtung ausdehnen zu können, weshalb er nur an einem Ende befestigt werden darf, während er sich auf der

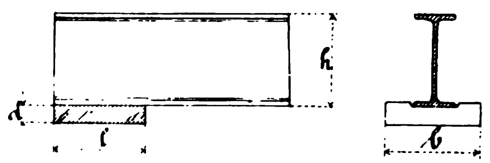


Abb. 256.

andern Seite frei verschieben kann. Damit er hierbei die Unterlagsplatte nicht mitnimmt, ist diese im Mauerwerke zu befestigen, was am einfachsten durch Rippen erreicht wird, die an der unteren Seite der Unterlagsplatte angebracht sind (Abb. 257). Die Vorderkante der Unterlagsplatte muss in jedem Falle um 5 bis 10 cm hinter die Mauerkante zurücktreten, damit letztere nicht abgebrochen wird. Sehr zweckmäßig ist es, gusseiserne Unterlagsplatten anzuwenden, die auf ihrer Oberseite schwach gewölbt sind, damit sich der Auflagerpunkt des stets etwas durchgebogenen Trägers nicht zu sehr der Plattenkante nähern kann, sondern stets eine möglichst gleichförmige Druckverteilung vorhanden ist. Die Träger dürfen an ihrem beweglichen Ende mit der Stirnfläche nicht an das Mauerwerk stoßen, man muss vielmehr zwischen Wand und Träger etwas Luft lassen, damit sich derselbe ungehindert ausdehnen kann. Es genügt, für jedes Meter Trägerlänge $^1/_2$ cm Zwischenraum zwischen Trägerstirn und Mauerwerk zu lassen.

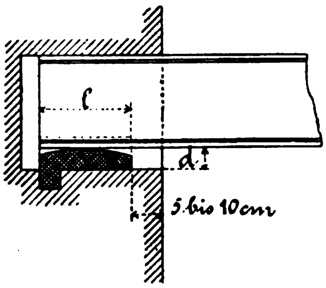
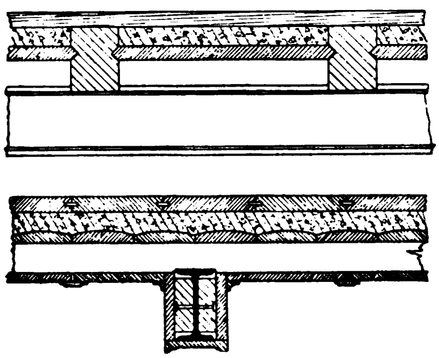


Abb. 257.

Die Zahl der Deckenkonstruktionen, bei denen Eisen Verwendung findet, ist so groß, dass wir dieselben unmöglich hier alle besprechen können; wir müssen uns vielmehr damit begnügen, einzelne Beispiele hervorzuheben.


Abb. 258.

Die erste Skizze (Abb. 258) zeigt eine Holzbalkendecke, die durch einen eisernen Unterzug gestützt ist. Der Unterzug ist durch Bretter und Leisten so verkleidet, dass er vollkommen den Eindruck eines Holzbalkens macht.

Die zweite Skizze (Abb. 259) unterscheidet sich von der früher besprochenen Holzbalkendecke mit Einschubboden nur dadurch, dass eiserne Balken Anwendung fanden.

Die folgende Skizze (Abb. 260) zeigt einen Schnitt durch eine Decke, bei der Kappengewölbe zwischen die eisernen I-Träger gespannt sind.

Eine Decke mit Barreneisen zeigt sodann die Ab-

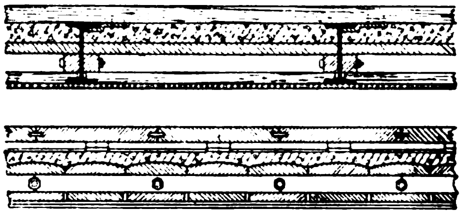


Abb. 259.

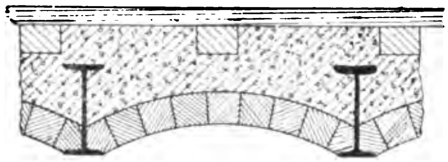


Abb. 260.

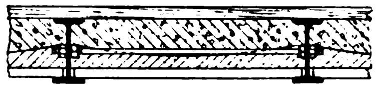


Abb. 261.

bildung 261. Zwischen die Träger sind eiserne Stangen gespannt, auf den unteren Trägerflanschen liegen die sogenannten Barren aus Flacheisen. Auf die Barren kommt eine starke Lage Gips, Zement oder Beton und hierauf die Bettung, auf welche schließlich ein hölzerner oder steinerner Fußboden gebracht wird.

Eine Decke, bei der Buckelplatten (Abb. 262) zur Anwendung gekommen sind, zeigt Abbildung 263. Hierbei sind Eisenbahn-

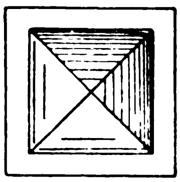


Abb. 262.

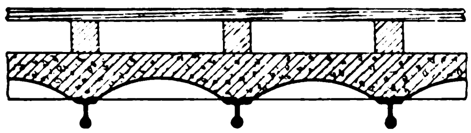


Abb. 263.

schienen als Balken benutzt worden. Die Buckelplatten sind mit den Schienenfüßen zu verbinden; werden sie aber fest angeschraubt, so wird zwar ihre Tragfähigkeit verdoppelt, es kann jedoch bei jähem Temperaturwechsel ein Verschieben und Verdrücken der ganzen Konstruktion eintreten. Besser sind daher die sogenannten Wellblechdecken, von denen zwei Ausführungen in untenstehenden Skizzen (Abb. 264 und 265) dargestellt sind.

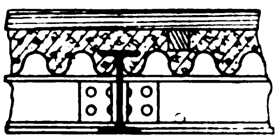


Abb. 264.

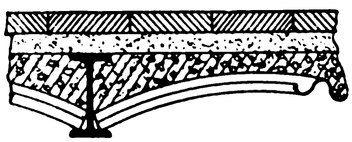


Abb. 265.

Alle die bisher besprochenen Decken bieten bei Feuersbrunst entweder gar keinen oder nur bedingten Schutz, weil die frei sichtbaren Eisenteile in Glut geraten und ihre Festigkeit verlieren können, so dass die Decke einstürzt. Unbedingt feuersicher ist eine Decke nur dann, wenn die Eisenteile derselben vollständig von schlechten Wärmeleitern umhüllt sind, so dass sie der unmittelbaren Einwirkung des Feuers entzogen werden. Von den mannigfachen derartigen Konstruktionen seien hier nur folgende erwähnt.

Die Monierdecke (Abb. 266) ist oben mit Monierplatten abgedeckt, welche mit irgend einem Fußboden belegt sein können. Die untere Seite, also die eigentliche Decke, ist in Rabitzputz hergestellt; zwischen Rabitzdecke und Monierfußboden ist eine Ausfüllung aus Schlackenbeton eingebracht.

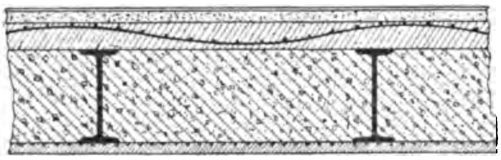


Abb. 266.

Monierplatten können natürlich auch für sich zur Fußbodenbildung benutzt werden. Koenen giebt im Centralblatt der Bauverwaltung 1886 für die Berechnung einer solchen Platte von der Breite gleich der Längeneinheit, welche auf zwei Stützen frei aufruht, folgende einfache Formeln. Man mache

die Dicke der Platte $d = 2{,}31 \sqrt{\frac{M_{max}}{k}}$,

den Eisenquerschnitt $F = \frac{1}{4} \cdot \frac{k}{k_1} \cdot d$.

Hierin bedeutet M_{max} das größte Biegungsmoment, das auf die früher mitgeteilte Weise ermittelt wird, k die zulässige Druckspannung des Zementmörtels, die bis zu 30 kg/qcm und k_1 die gestattete Zugspannung des Schmiedeeisens, welche bis zu 1000 kg/qcm angenommen werden darf. Die Mitte der Eiseneinlage liegt dabei in $\frac{1}{12} d$ von der unteren Plattenseite entfernt.

Die hier ebenfalls zu erwähnende Koenensche Voutenplatte (Abb. 267) ist eine an den Auflagern (Unterzügen oder Mauern)

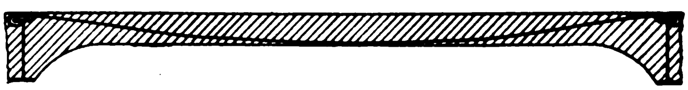


Abb. 267.

eingespannte Zementeisenplatte annähernd gleichen Widerstandes. Die Rundeisenstäbe sind in der Form von Kettenlinien zwischen die Träger gespannt und zwar derart, dass sie um die oberen Flanschen hakenförmig umgebogen sind, wenn sie nicht in die benachbarten Felder übergeführt werden können. Das Aufbiegen der Haken wird durch die Betonumhüllung verhindert. Die Rundeisen oder Drähte sind 1 cm stark und 6 cm von einander entfernt. Diese Platten können bis zu 6,5 m Spannweite unbedenklich ausgeführt werden.

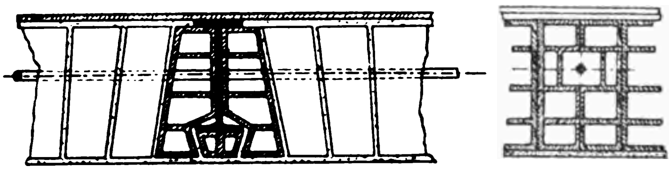


Abb. 268.

Bei der durch die Abbildung 268 dargestellten Decke sind die Eisenträger und die Zuganker vollständig durch besonders geformte feuerfeste, dünnwandige und hohle Thonsteine vor der Einwirkung des Feuers geschützt.

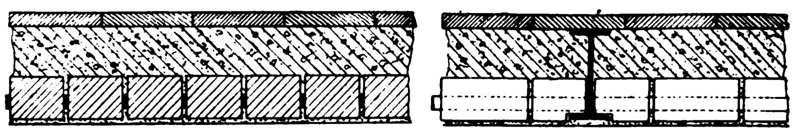


Abb. 269.

Bei der Decke von Kleine (Abb. 269) ist die Decke aus leichten, in Zement vermauerten Schwemmsteinen vom Formate 25×12×10 hergestellt, zwischen welche hochkantig verlegte Bandeisen von 1 bis 2 mm Dicke und 2,5 bis 3 cm Höhe eingebracht sind. Auf diese Schwemmsteindecke kommt die Füllung und auf diese endlich der Fußboden.

Aehnlich wie die Decke von Kleine sind die Decken von Schürmann und von Förster. Ersterer werden an Stelle des Bandeisens sogenannte Wellschienen, d. s. Flacheisen, die in der Längsachse abwechselnd nach beiden Seiten buckelartige Ausbauchungen haben, eingelegt. Zwischen diese Wellschienen sind kleine Gewölbe gespannt. Bei der Förster'schen Decke werden Hohlsteine benutzt und an Stelle der Flacheisen kleine ⊥-Eisen in die Fugen gelegt.

4. Die Säulen und Stützen.

Die in ihrer Achsenrichtung auf Druck oder Zerknickung beanspruchten, senkrecht stehenden Konstruktionsteile aus Holz oder Eisen nennt man Säulen oder Stützen, je nachdem sie runden oder anders geformten Querschnitt haben. Geneigt stehende Stützen heißen Streben. Steinerne Säulen, die in der Praxis des Berg- und Hüttenmannes nicht vorkommen und deshalb hier auch nicht weiter zu besprechen sind, dürfen nur auf Druck in Anspruch genommen werden, ebenso wie die gemauerten Pfeiler, deren Berechnung nach dem Seite 86 mitgeteilten Verfahren durchzuführen ist. Diese Pfeiler erhalten runden oder eckigen Querschnitt und werden aus normalen Ziegeln oder aus Formsteinen aufgeführt. Die Pfeiler mit eckigem Querschnitte oder Grundrisse sind nichts weiter als kurze Mauerstücke, über welche das Erforderliche bereits früher gesagt wurde.

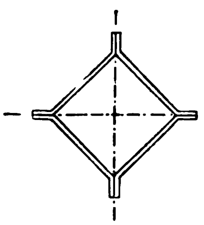


Abb. 270.

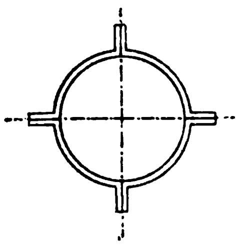


Abb. 271.

Die eisernen und hölzernen Säulen und Stützen können jeden beliebigen Querschnitt haben, wenn sie hinreichenden Widerstand gegen Zerknicken und Zerdrücken darbieten. Für Schweißeisen benutzt man meist aus einzelnen Stücken zusammengesetzte Profile; vielfach finden jetzt aber auch gewalzte und genietete Röhren von kreisringförmigem und rechteckigem Querschnitte Verwendung (Abb. 270 u. 271), endlich können auch sämtliche früher besprochenen Normalprofile bei Stützen gebraucht werden. Den gusseisernen Säulen und Stützen giebt man kreis- oder kreuzförmigen (Abb. 272), denen aus Holz runden, vier-, sechs- oder achteckigen Querschnitt. Eiserne Säulen und Stützen muss man, wenn dieselben hohen Temperaturen, wie sie bei Feuersbrünsten vorkommen, widerstehen sollen, mit feuerfestem Materiale ummanteln, was am besten mit sogenannten feuerfesten Schutzsteinen oder Feuerschutzsteinen aus Thon geschieht, die hohl sein und beliebige Formen haben können.

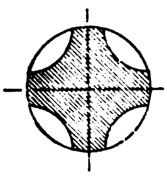


Abb. 272.

Zur Berechnung der Säulen, Stützen und Streben genügt es bei den einfachen Fällen des Hochbaues, die für dieses Buch in

Frage kommen, dass man annimmt, die beiden Enden der Stütze seien frei beweglich, aber in ihrer ursprünglichen Achsenrichtung geführt (Abb. 273). Die Last P in kg, welche dann gerade ein Zerknicken der Säule bewirken würde, ist nach einer bekannten Formel

$$P = \pi^2 . \frac{E . \mathfrak{J}}{l^2},$$

worin l die Länge der Säule in cm, E den Elasticitätsmodul des Säulenmateriales und $\mathfrak{J}$ das kleinste Trägheitsmoment des Säulenquerschnittes bedeutet. Damit die Stütze nicht zerknickt werde, darf man derselben als Last nur einen Teil von P zu tragen geben und muss also mit einer gewissen Sicherheit rechnen. Man hat daher die rechte Seite der Formel mit dem sogenannten Sicherheitsbeiwert oder Sicherheitscoefficienten zu dividieren. Schmiedeeiserne Stützen führt man meist mit 5facher, gusseiserne mit 7,5facher und hölzerne mit 10facher Sicherheit aus*). Da ferner der Elasticitätsmodul für Schmiedeeisen $E = 2000000$, der für Gusseisen $E = 1000000$ und der für Holz im Mittel $E = 111000$ ist, so hat man als zulässige Belastung für Säulen, Stützen und Streben

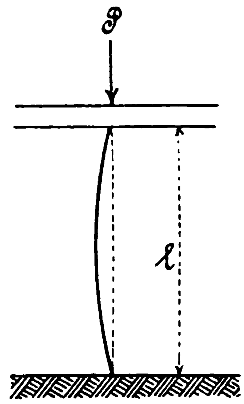


Abb. 273.

aus Schmiedeeisen: $P = \frac{2000000 . \pi^2}{5} . \frac{\mathfrak{J}}{l^2}$

„ Gusseisen: $P = \frac{1000000 . \pi^2}{7,5} . \frac{\mathfrak{J}}{l^2}$

„ Holz: $P = \frac{111000 . \pi^2}{10} . \frac{\mathfrak{J}}{l^2}$.

Soll nun der für eine bestimmte Belastung erforderliche Querschnitt bestimmt werden, so sind diese Gleichungen nach $\mathfrak{J}$ aufzulösen. Setzt man noch, um nicht gar zu große Zahlen schreiben zu müssen, P in Tonnen zu je 1000 kg und l in Metern ein, so erhält man den auf cm bezogenen Zahlenwert des (kleinsten) Trägheitsmomentes, welches der Querschnitt der Säule oder Stütze haben muss, um P mit Sicherheit tragen zu können,

*) Diese Sicherheitsgrade werden übrigens von verschiedenen Baupolizeiordnungen verschieden vorgeschrieben.

für schmiedeeiserne Säulen und Stützen $J = 2{,}5 \ Pl^2$
„ gusseiserne „ „ „ $J = 7{,}5 \ Pl^2$
„ hölzerne „ „ „ $J = 90{,}0 \ Pl^2$

Säulen oder Stützen, welche hiernach berechnet wurden, müssen auch noch auf genügende Druckfestigkeit geprüft werden. Der größte Wert, welcher sich aus einer der beiden Rechnungen ergiebt, ist für die Abmessungen des Säulenquerschnittes maßgebend. Die hauptsächlich in Frage kommenden Querschnittsformen und Trägheitsmomente sind folgende:

Kreis: $J = 0{,}0491 \, d^4$
(d = Dchm. d. Säule in cm)

Kreisring: $J = 0{,}0491 \, (D^4 - d^4)$
(D = äußerer, d = innerer Dchm. in cm)

Quadrat: $J = 0{,}0833 \, h^4$
(h = Seite d. Quadrates in cm)

Quadrat. Röhre: $J = 0{,}0833 \, (H^4 - h^4)$
(H = äußere, h = innere Seite in cm)

Rechteck: $J = 0{,}0833 \, h \, b^3$
h = große, b = kleine Seite in cm)

Regelmäßiges Sechseck: $J = 0{,}5413 \, r^4$
(r = Hlbm. d. umschriebenen Kreises in cm)

„ Achteck: $J = 0{,}6381 \, r^4$
(r = Hlbm. d. umschriebenen Kreises in cm)

Kreuz: $J = 0{,}0833 \, b \, [h^3 + (h - b) \, b^2]$
(b = Rippenstärke, h = Dchm. in cm)

Winkeleisen (gleichschenklig): $J = \frac{1}{12} [4bd(b^2 + d^2) - d^4] - \frac{1}{2} \, \frac{b^4 d}{2b - d}$
(b = Schenkellänge, d = Schenkeldicke.)

Von großer Wichtigkeit ist natürlich die Ermittelung der Last, welche auf eine Säule oder Stütze kommt. Nimmt man an, es handle sich um einen Unterzug, der durch eine Reihe von Säulen, die zwischen den beiden Wandstützpunkten stehen, getragen werde, so kann man zunächst voraussetzen, dass die Säulen genau gleich hoch sind und gleichweit von einander entfernt stehen und dass die auf dem Unterzuge ruhende Last gleichförmig verteilt ist. Dann kommen auf die einzelnen Stützpunkte, die Auflagerstellen in den Wänden mitgerechnet, der Reihe nach folgende Bruchteile der Gesamtbelastung:

Zahl der Stützpunkte:	3	4	5	6	7
wovon Säulen sind:	1	2	3	4	5
auf den 1. Stützpunkt	0,1875	0,1333	0,0982	0,0789	0,0657
„ „ 2 „	**0,6250**	**0,3667**	**0,2857**	**0,2264**	**0,1889**
„ „ 3. „	0,1875	**0,3667**	0,2322	0,1947	0,1604
„ „ 4. „		0,1333	**0,2857**	0,1947	0,1700
„ „ 5. „			0,0982	**0,2264**	0,1604
„ „ 6. „				0,0789	**0,1889**
„ „ 7. „					0,0657

Man sieht hieraus, dass die verschiedenen Säulen in ein- und derselben Säulenreihe sehr verschieden beansprucht werden und dass sie demnach eigentlich auch verschieden stark auszuführen wären. Aus praktischen Gründen macht man sie jedoch meist gleich und berechnet sie nach den größten (fettgedruckten) Zahlen der eben mitgeteilten Tabelle.

Von all den erwähnten Querschnittsformen ist der Kreisring der zweckmäßigste und wird deshalb auch noch am meisten angewandt.

Ist die **runde Säule** aus **Gusseisen**, so giebt man ihrem Schafte gern eine Verjüngung nach dem Kopfe zu; bei allen anderen Querschnittsformen und bei Schmiedeisen, sowie häufig auch bei Holz macht man den Säulenschaft dagegen prismatisch oder cylindrisch.

Wenn man nach dem oben mitgeteilten Verfahren den mittleren Säulendurchmesser D bestimmt hat, so erhält man eine gefällige Form für runde gusseiserne Säulen nach Reuleaux auf folgende Weise (Abb. 274): Man teilt die ganze Länge l der Säule in drei gleiche Teile, trage auf der untersten Teillinie in der Höhe von $^1/_3\, l$ den Durchmesser

$$D_1 = 1{,}05\, D$$

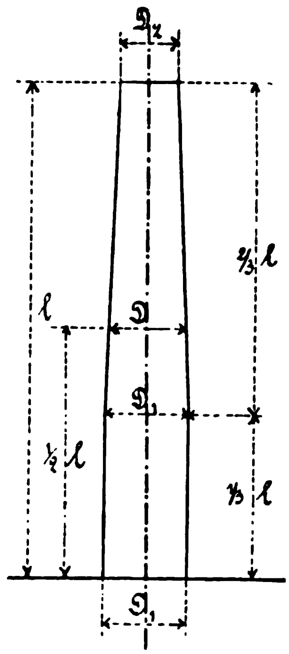


Abb. 274.

auf, am oberen Ende aber

$$D_2 = 0{,}84\, D_1 = 0{,}8\, D_1$$

und verbinde die Endpunkte der Durchmesser D_1 und D_2 durch gerade Linien. Das unterste Drittel der Säule mache man cylindrisch mit dem Durchmesser D_1.

Jede Säule oder Stütze muss eine Fußplatte erhalten, um den Stützendruck auf eine genügend große Fläche der Unterlage verteilen zu können. Diese Platten müssen so groß gemacht werden, dass der Druck auf die Fläche f für die Flächeneinheit ein bestimmtes Maß nicht überschreitet (Abb. 275). Es darf also höchstens sein:

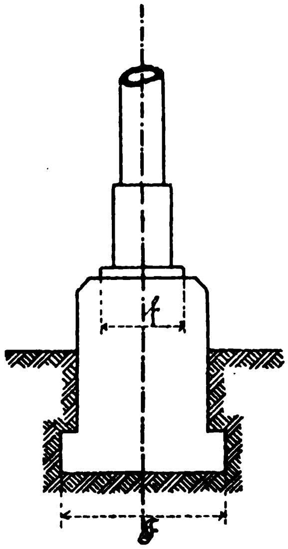


Abb. 275.

$$f = \frac{P}{k},$$

wobei für k die bei Besprechung der eisernen Balken mitgeteilten Werte einzusetzen sind. Das Bankett des Fundamentes der Säulen muss eine so große Grundfläche F bekommen, dass das qm des Baugrundes höchstens 25000 kg zu tragen hat.

Bei gusseisernen Säulen besteht die Fussplatte entweder mit der Säule aus dem Ganzen, oder sie bildet ein besonderes Gussstück, auf welches die eigentliche Säule aufgesetzt wird. Bei den schmiedeisernen Stützen ist der Fuß gewöhnlich auch aus Schmiedeisen (Abb. 276) und wird mit der Säule fest vernietet.

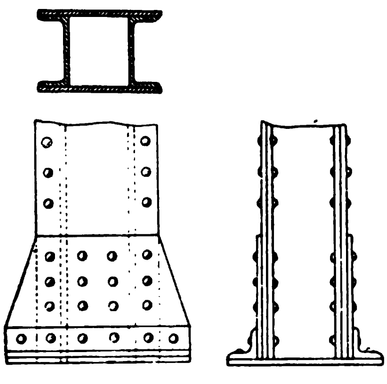


Abb. 276.

Die gusseisernen Platten sind entweder glatt oder mit Rippen versehen. Einfache glatte Platten wendet man bis zu Belastungen von 10 Tonnen = 10000 kg für die Säule an, bei größeren Belastungen versieht man diese Platten mit 4, 6, 8 oder mehr Rippen.

Die gusseisernen Fußplatten erhalten quadratischen (Abb. 277) oder runden (Abb. 278) Grundriss. Sie bekommen nach Lauen-

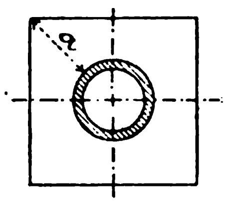


Abb. 277.

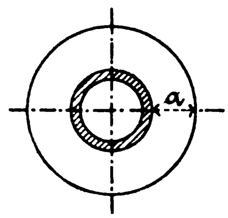


Abb. 278.

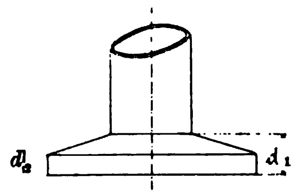


Abb. 279.

stein, wenn a die größte Ausladung bedeutet, unmittelbar an der Säule die Dicke:

$$d_1 = 0{,}08\, a \sqrt{k},$$

welche nach außen (Abb. 279) zu bis auf:

$$d_2 = 0{,}04\, a \sqrt{k}$$

vermindert werden kann. Schmiedeeiserne oder Blechplatten werden überall gleich dick und zwar:

$$d_1 = 0{,}05\, a \sqrt{k}$$

gemacht. Gusseiserne glatte Platten macht man nicht gern über 5 cm, Blechplatten nicht über 2 cm dick. An Stelle stärkerer glatter Platten nimmt man lieber Rippenplatten. Bezeichnet man den größten Abstand zweier Rippen von einander mit b (Abb. 280 und 281), so kann die Plattenstärke für Gusseisen zu:

$$d_1 = 0{,}045\, b \sqrt{k}$$

aber mindestens zu 2 cm und für Schmiedeeisen zu:

$$d_1 = 0{,}026\, b \sqrt{k},$$

jedoch wenigstens zu 1 cm angenommen werden.

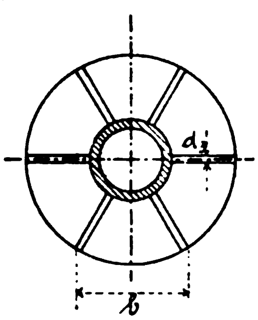


Abb. 280.

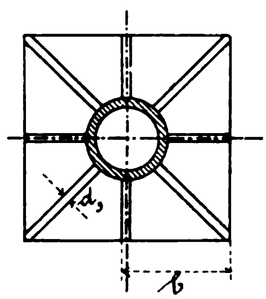


Abb. 281.

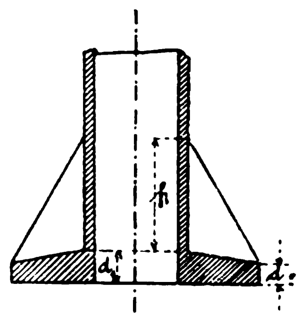


Abb. 282.

Die Rippenstärke mache man:

$$d_3 = \frac{2}{3} d_1$$

und die Rippenhöhe (Abb. 282) für Gusseisen:

$$h = 0{,}1\,a\sqrt{\frac{b\,.\,k}{d_1}}$$

und für Schmiedeeisen:

$$h = 0{,}06\,a\sqrt{\frac{b\,.\,k}{d_1}}.$$

Da auf die sorgfältige Einstellung des Säulenfußes außerordentlich viel ankommt, so trennt man, wie schon angedeutet wurde, denselben häufig von der Säule, verlegt ihn für sich und stellt die Säule darauf (Abb. 283). Die Grundplatte kurzer und leichtbelasteter Säulen werden einfach auf die Sockelmauer gelegt. Will man sie gegen ein seitliches Verschieben noch besonders schützen, so bringt man an der Unterseite der Fußplatten zwei sich kreuzende Rippen an, die in das Mauerwerk versenkt werden. Lange und stark belastete Säulen müssen stets mit dem Fundamente verankert werden. Bei breiten Sandsteinfundamenten genügt schon ein einziger Grundanker oder eine Steinschraube, die mit Blei vergossen wird. Andernfalls vermauert man mit dem Fundamente eine 2,5 bis 3,5 cm starke, unten durch einen Splint befestigte Ankerstange. Die Mutter am oberen Ende derselben hält eine Platte und eine Hülse, über welche die Säule gestülpt wird. Durch Löcher in der Säule wird der Raum zwischen ihr und der erwähnten Hülse mit Blei ausgegossen (Abb. 284).

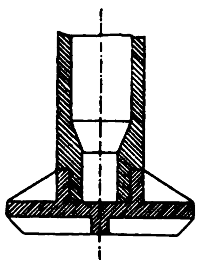


Abb. 283.

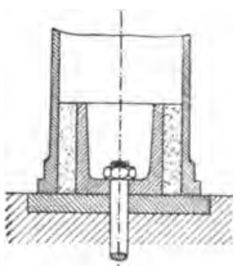


Abb. 284.

Kommen zwei eiserne Säulen dicht nebeneinander zu stehen, so erhalten sie eine gemeinschaftliche Fußplatte. Die Säulenschäfte werden zur Versteifung dann auch noch mit einander verbunden.

Es ist zweckmäßig, den Säulenfuß nicht unmittelbar auf das Fundament zu stellen, sondern auf Eisenkeilen so zu versetzen, dass zwischen Unterkante Fuß und Oberkante Fundament ein geringer Spielraum bleibt und man durch Anziehen der Keile die Säulenhöhe genau einstellen kann. Der Spielraum wird später mit Zement oder Blei ausgegossen, wodurch ein genaues Aufliegen des Säulenfußes auf dem Fundamentmauerwerke erreicht werden kann.

Der Säulenkopf darf nicht mit weiten konsolenartigen und belasteten Ausladungen versehen sein, weil durch dieselben leicht Biegungsbeanspruchungen hervorgerufen werden, die thunlichst zu vermeiden sind. Sind solche Konsolen nicht zu umgehen, so müssen sie wenigstens an ihrer äußersten Kante unbelastet bleiben (Abb. 285).

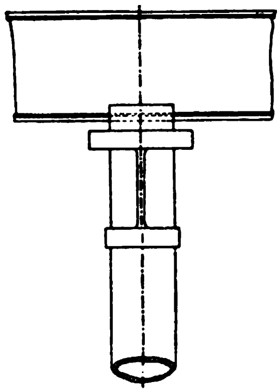


Abb. 285.

Die Lagerung der Träger auf der Kopfplatte soll möglichst nahe der Mittellinie der Säule erfolgen, damit die durch einseitige Belastungen der Träger in der Säule entstehenden Biegungsspannungen nicht zu groß ausfallen. Diese centrische Lastübertragung wird erreicht, wenn man die Träger auf einer in den Säulenkopf eingelegten, oben etwas gewölbten Platte lagert (Abb. 286).

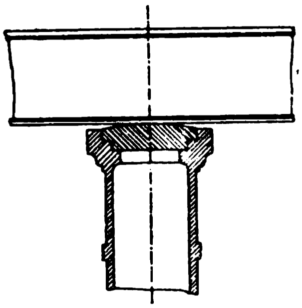


Abb. 286.

Bei jeder Unterstützung eiserner Träger ist zu beachten, dass dieselben bei einer Aenderung der Temperatur auch ihre Länge ändern und dass aus diesem Grunde das eine Ende eines beiderseitig unterstützten Trägers stets verschiebbar aufgelagert werden muss. Ebenso darf ein von mehreren Säulen unterstützter Träger nur an einer Stelle mit seiner Unterlage fest verbunden sein. Der Stoß der Träger wird dann, wie wir wissen, meist über einer Säule vorgenommen.

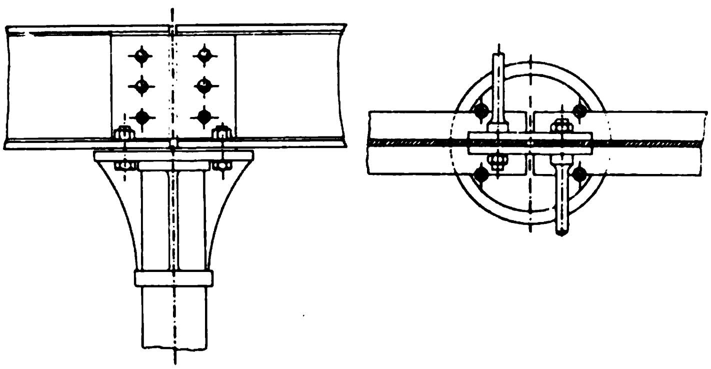


Abb. 287.

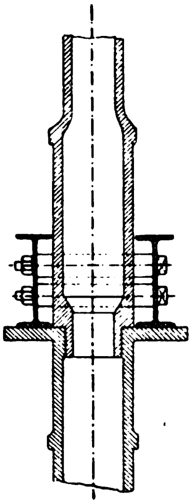


Abb. 288.

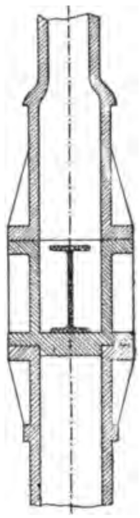


Abb. 289.

An derselben Stelle bringt man die Anker an, welche in manchen Fällen die Träger und Säulen quer zur Längsrichtung der ersteren in der richtigen Lage zu erhalten haben (Abb. 287).

Die Säulen in den verschiedenen Stockwerken eines Gebäudes sind übereinander zu stellen und fest miteinander zu verbinden. Bei schmiedeisernen Stützen ist dies leicht durchzuführen, schwieriger ist es bei gusseisernen Säulen zu erreichen. Man stellt dabei die Säulen entweder unmittelbar aufeinander (Abb. 288) oder man schaltet zwischen die beiden Säulen ein besonderes Zwischenstück ein (Abb. 289). Die ersterwähnte Konstruktion verdient den Vorzug.

Früher benutzte man ausschließlich Gusseisen zu solchen Säulen und Stützen und auch jetzt noch wird da, wo man den Säulen ein schönes Aussehen geben will, Gusseisen verwendet. Da aber, wo es auf ein solches schönes Aussehen nicht ankommt, oder wo eine Ummantelung der Stütze wegen etwaiger Feuersgefahr notwendig wird, nimmt man jetzt ausschließlich Schmiedeisen. Bei letzterem wird die Verbindung zwischen Balken und Säule in den meisten Fällen leichter als bei gusseisernen Säulen herzustellen sein. Schmiedeiserne Säulen sind auch sicherer als gusseiserne.

Die Tabelle auf Seite 173 giebt den mittleren Querschnitt und die Tragkraft einer Anzahl runder gusseiserner Hohlsäulen bei 7,5facher Sicherheit. Zu bemerken ist noch, dass diese gusseisernen Säulen immer stehend, nie aber liegend gegossen werden sollten. Das schon erwähnte Scharowskysche Musterbuch enthält ausführliche Tabellen über guss- und schweißeiserne Säulen verschiedenster Art.

Zu den Stützen gehören auch die Fachwerks- oder Gitterpfeiler und Streben. Ein derartiger Pfeiler hat rechteckigen Grundriss und ist aus vier an den Ecken befindlichen Säulen oder Stielen zusammengesetzt, welche entweder senkrecht auf der Grundfläche stehen oder nach oben schwach gegeneinander geneigt sind. Damit sich die Stiele, welche an ihrem oberen Ende belastet werden,

Tragkraft runder gusseiserner Säulen in Tonnen zu 1000 kg.

Äußerer Durchmesser *D* cm	Wanddicke cm	Länge der Säulen in m 2,5	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0
10	1,0	7,64	6,16	5,00	4,00	2,89	2,19
	1,2	8,48	7,04	5,72	4,42	3,21	2,45
11	1,0	9,52	7,84	6,40	5,32	4,20	3,18
	1,4	12,24	10,00	8,24	6,81	5,19	3,90
	1,6	13,44	10,96	9,04	7,44	5,64	4,18
12	1,4	14,80	12,24	10,16	8,48	7,22	5,44
	1,6	16,48	13,60	11,36	9,44	8,00	6,00
	1,8	17,84	14,64	12,24	10,16	8,48	6,26
13	1,4	17,60	14,88	12,48	10,72	9,12	7,80
	1,6	19,68	16,56	13.92	11,36	10,00	8,48
	1,8	21,36	18,08	15,12	12,72	10,72	9,04
14	1,4	20,48	17,52	14,96	12,72	11,04	9,52
	1,6	22,80	19,52	16,56	14,16	12,24	10,56
	1,8	24,96	21,28	18,00	15,36	13,28	11,36
15	1,4	23,28	20,24	17,52	14,88	12,88	11,20
	1,6	26,16	22,56	19,44	16,88	14,48	12.72
	1,8	28,64	24,72	21,36	18,40	15,84	13,84
16	1,4	26,40	23,20	20,16	17,68	13,36	13,44
	1,6	29,36	25,84	22,56	19,68	17,12	14,88
	2,0	35,20	30,72	26,72	23,12	20,16	17,60
17	1,6	32,88	29,12	25,60	22,56	19,92	17,52
	2,0	39,44	34,64	30,40	26,64	23,36	20,56
	2,4	45,20	39,60	34,56	30,24	26,40	24,00
18	1,8	40,00	35,84	31,68	28,16	24,80	22,00
	2,2	47,20	42,08	37,20	32,96	29,04	25,60
	2,4	50,40	44,72	39,44	34,80	30,72	27,04
19	1,8	43,60	39,36	34,40	31.44	28,00	24,80
	2,2	51,68	46,16	41,44	36,96	32,64	29,04
	2,4	55,36	49,28	44,40	39,52	35,20	31,20
20	1,8	47,52	43,20	39,20	34,96	31,28	28,24
	2,2	56,40	51,20	46,00	41,12	36,56	33.20
	2,6	64,64	58,24	52,16	46,80	41,60	37,36

nicht ausbiegen können, werden sie in verschiedenen Höhen durch Querriegel und gekreuzte Schrägstäbe oder Diagonalstangen mit einander verbunden und in Stockwerke geteilt. Jeder derartige Pfeiler kann auch als aus zwei Gitterwänden bestehend angesehen werden, die durch Querriegel und Diagonalstangen mit einander verbunden sind. Dient der Gitterpfeiler als Unterstützung der Seilscheiben eines Seilscheibengerüstes, welches die Förder-

trümer enthält, so sind auf den langen Seiten des Grundrisses auch noch Mittelsäulen aufzustellen, die durch Riegel und Diagonalen zu einer Mittelwand vereinigt werden.

Dient der Pfeiler oder die Strebe nur zur Unterstützung einer Last, wie z. B. die Strebe eines eisernen Seilscheibenstuhles oder ein Brückenpfeiler, so pflegt man auch im Innern des Pfeilers und zwar meist in Ebenen, die senkrecht zur Mittelachse desselben liegen, sich kreuzende Schrägstangen, sog. Windkreuze, anzubringen, durch welche ein Verdrehen des Pfeilers verhindert und seine Gestalt für alle Fälle gewahrt wird. Die einzelnen Stangen stoßen in Knotenpunkten zusammen und sind hier durch Knotenbleche mit einander vereinigt. Zu den Stielen nimmt man, wie auch in den beigefügten beiden Skizzen (Abb. 290 u. 291) angedeutet wurde, gewöhnlich Winkeleisen, zu den Riegeln L, C oder T-Eisen, zu den Diagonalen aber Flacheisen.

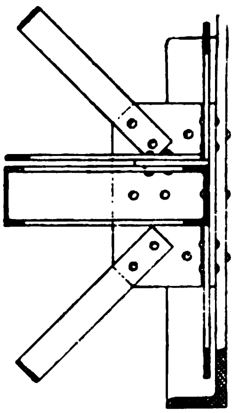


Abb. 290.

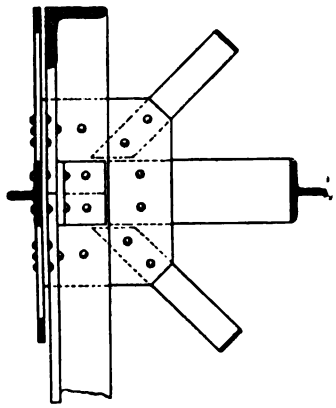


Abb. 291.

Auch die beiden, die erwähnten Hauptgitterwände verbindenden Seiten werden als Fachwerk mit Riegeln und doppelten Diagonalen in jedem Felde ausgeführt. Sie haben nur den Winddruck, der auf den Hauptgitterwänden lastet, aufzunehmen und sind immer reichlich stark, da ihre Glieder aus praktischen Gründen dieselben Abmessungen erhalten, wie die entsprechenden Teile der beiden Hauptwände und da die Gitterstäbe der letzteren dem Winde keine große Angriffsfläche darbieten. Es genügt daher, die Berechnung nur für die eine Hauptfachwerkswand durchzuführen und die Teile der übrigen Wände nach den Ergebnissen dieser Berechnung zu bemessen.

Zur Bestimmung der Spannungen, welche durch die äußeren Kräfte in den einzelnen Fachwerksgliedern hervorgerufen werden, bedient man sich am einfachsten des graphischen Weges. Man braucht dabei, wie dies schon gezeigt wurde, nur den Kräfteplan zu zeichnen.

Durch geeignete Zusammensetzung und Zerlegung der zu stützenden Lasten kann man dieselben stets auf in die Ebene der Fachwerkswand fallende Mittelkräfte wie z. B. P und P_1 in Abb. 295 f. S. zurückführen. Man kann nun beispielsweise wie folgt verfahren. Es werde angenommen, dass nur P (Abb. 292) wirke und dass in den Diagonalen nur Zug- aber keine Druckspannungen auftreten. Es ergiebt sich in diesem Falle der folgende Kräfteplan (Abb. 293). Im Knotenpunkte 1 greifen die Kräfte P, H_1 und S_1 an, die unter einander im Gleichgewichte sein müssen und daher im Kräfteplane zu einer geschlossenen Figur zusammenzusetzen sind. Es ergiebt dies unter Annahme von:

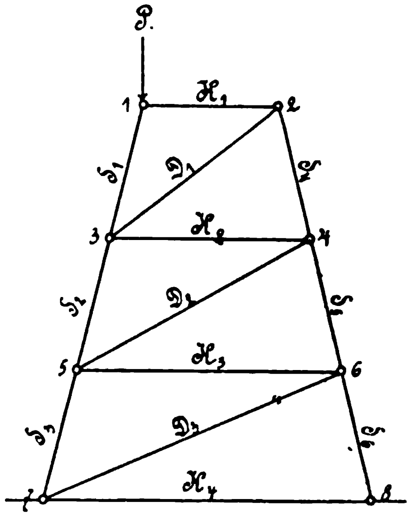


Abb. 292.

$$ab = P$$

das Dreieck abc, aus dem sich $H_1 = bc$ und $S_1 = ca$ als Druckspannungen erkennen lassen.

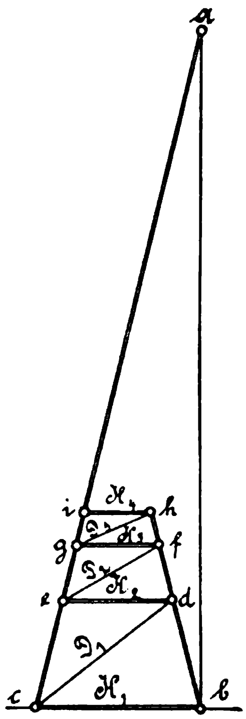


Abb. 293.

Am Knotenpunkte 2 greifen die Kräfte H_1, D_1 und S_4 an. H_1 ist also nach D_1 und S_4 zu zerlegen. Zieht man $dc \parallel 23$ und $bd \parallel 42$, so erhält man das Dreieck cbd und aus demselben $S_4 = bd$ als Druckspannung, sowie $D_1 = dc$ als Zugspannung.

Für den Knotenpunkt 3 hat man die angreifenden Kräfte S_1, D_1, H_2 und S_2. Durch die entsprechenden Parallelen zu den Richtungen dieser Kräfte im Kräfteplan ergiebt sich der Linienzug $acdea$, in welchem $ac = S_1$, $de = H_2$ und $ea = S_2$ als Druckspannungen auftreten, $cd = D_1$ dagegen eine Zugspannung ist. In gleicher Weise erhält man die Spannungen in den übrigen Teilen der Fachwerkswand. Es ist im Kräfteplane:

$S_1 = ac$	$H_1 = bc$	$D_1 = cd$
$S_2 = ae$	$H_2 = be$	$D_2 = ef$
$S_3 = ag$	$H_3 = fg$	$D_3 = gh$
$S_4 = bd$	$H_4 = hi$	
$S^5 = bf$		
$S_6 = bh$		

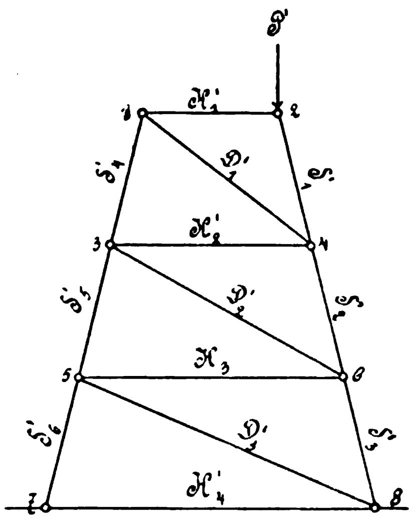


Abb. 294.

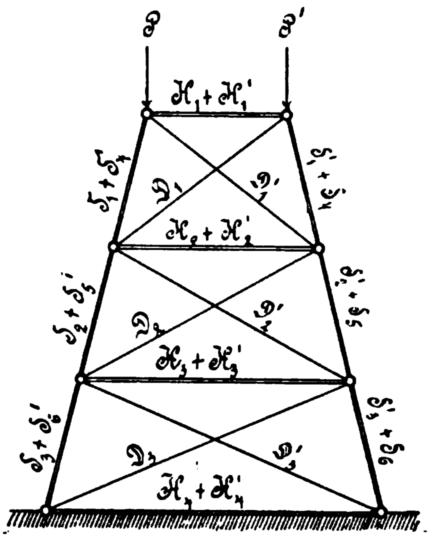


Abb. 295.

Wirkt nur P', so hat man das in Abb. 294 dargestellte Fachwerksbild zu untersuchen. Diese Untersuchungen werden genau in gleicher Weise durchgeführt, wie vorher, weshalb der betreffende Kräfteplan nicht erst noch besonders gezeichnet werden soll. Legt man die beiden Fachwerksbilder auf einander, so ergiebt sich ein Spannungsbild, wie es Abbildung 295 zeigt.

Zu der Wirkung der Lasten, die wir vorstehend näher kennen gelernt haben, tritt nun noch die Wirkung des Winddruckes und die des Eigengewichtes. Bei Seilscheibengerüsten, Gichtaufzügen u. s. w. kann man annehmen, dass der Wind in wagrechter Richtung auf die Fläche der Fachwand drücke und dass sein Druck durch die Querverbindungen zwischen den beiden Fachwerkshauptwänden aufgenommen werde. Das Eigengewicht wird von den Ecksäulen getragen und ist hier namentlich auf die Abmessungen der Säulenteile im untersten Stockwerke von Einfluss. Da, wo es sich nicht um allzuhohe Pfeiler handelt, lässt man die Ecksäulen von unten

bis oben in gleicher Stärke durchgehen, so dass sich ihre Abmessungen aus der im untersten Felde auf sie einwirkenden Gesamtdruckkraft ergeben. Man berechnet sie zunächst auf Zerknicken und prüft dann, ob der ermittelte Querschnitt auch die erforderliche Sicherheit gegen Zerdrücken darbietet. Anzunehmen und wirklich auszuführen ist nur ein Querschnitt, der in beiden Hinsichten genügt. Die zwischen den als beweglich anzunehmenden Knotenpunkten befindlichen Stücke der Ecksäulen kann man als an ihren beiden Enden geführte Säulen ansehen, für die sich das erforderliche Trägheitsmoment nach der bekannten, früher ermittelten Formel

$$\mathfrak{J} = 2{,}5\,P\,.\,l^2$$

bestimmen lässt.

Die Ecksäulen werden auf mit dem Fundamentmauerwerke verankerte Fußplatten gestellt und mit ihnen verschraubt. Als Druck auf die Fußplatten ist P beziehentlich P' und der entsprechende Gewichtsanteil, der auf die betreffende Ecksäule kommt, anzusehen.

Wie die Eckstiele so sind auch die Riegel auf ihre Sicherheit gegen Druck und Zerknicken zu prüfen. Der oberste Riegel ist außerdem auch noch auf Biegung zu berechnen, wie dies bei den eisernen Balken gezeigt wurde.

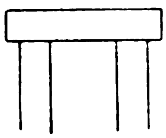
Wesentlich einfacher gestaltet sich die Sache, wenn die Ecksäulen parallel angeordnet sind, denn dann sind eigentlich nur diese und der obere Riegel zu berechnen. Die Ecksäulen werden in diesem Falle durch die Riegel und Diagonalstangen nur vor dem Ausbiegen gesichert und durch die Knotenpunkte in kürzere, aufeinander stehende Stücke geteilt. Die einzelnen Feld- oder Stockwerkshöhen nimmt man dabei zu etwa 2 m an.

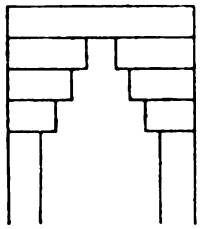
Die vorstehend mitgeteilte angenäherte Berechnungsweise ist nur für einfachere Fälle, wie sie in der Praxis des Berg- und Hüttenmannes vorkommen, ausreichend und zulässig. Wegen anderer derartiger Bauten muss auf die betreffenden Sonderwerke verwiesen werden.

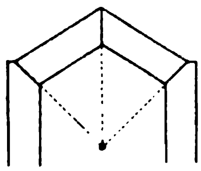
5. Die Gewölbe.

Die Mauerbogen haben den Zweck, Öffnungen im Mauerwerke abzudecken, die Gewölbe dagegen dienen dazu, von Mauern umschlossene Räume zu überspannen. Die Benutzung sogenannter Steinbalken zu diesen Zwecken ist nur für geringe Abmessungen angängig, da bei größeren Weiten der Stein sein eigenes Gewicht nicht tragen kann und man zur Unterstützung der Balken Säulen

oder Pfeiler zu Hilfe nehmen müsste. Die Steinbalken werden überdies auf Biegung beansprucht und Biegung ist bei Stein stets zu vermeiden. Steinerne Abdeckungen zeigen die folgenden drei Skizzen. Die erste stellt eine ganz einfache wagrechte Ueberdeckung durch einen Steinbalken dar (Abb. 296), die zweite eine sogenannte Kragsteinüberdeckung (Abb. 297) und die letzte (Abb. 298) eine sogenannte Spannschicht, d. i. eine Ueberdeckung, die durch zwei oder drei schräg gegen einander gestellte Steine gebildet wird.


Abb. 296.


Abb. 297.


Abb. 298.

Man bemerkt bei derselben zwischen den Steinen Fugen, welche nach einem gemeinsamen Punkte gerichtet sind, so dass die Steine keilförmige Gestalt annehmen, durch welche sie befähigt werden, einander zu stützen und zu tragen. Je mehr nun solche Steine angewendet werden, desto mehr nähert man sich dem Bogen und dem Gewölbe (Abb. 299).

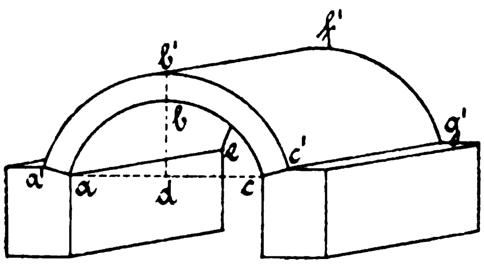
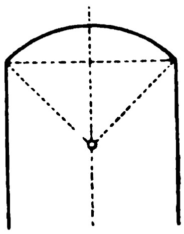


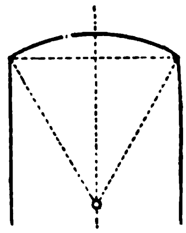
Abb. 299.

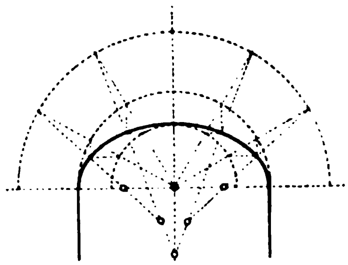
Die vordere Seite *abcc'b'a'* eines Gewölbes heißt die Stirn desselben. Die untere Begrenzungslinie *abc* der Gewölbestirn nennt man die Wölblinie, welche die verschiedenste Gestalt oder Form annehmen kann. Die nach unten gekehrte Wölbfläche heißt die Leibung des Gewölbes, die obere Fläche der Rücken. Der wagrecht gemessene Abstand *ac* zwischen den stützenden Mauern, die Widerlager heißen, wird Spannweite des Gewölbes genannt. Der Höhenunterschied *db* zwischen dem höchsten und dem tiefsten inneren Punkte ist die Gewölbehöhe, Stichhöhe oder Pfeilhöhe. Der höchste Punkt *b* der Wölblinie im Innern des Gewölbes heißt der Scheitel, während man die tiefsten Punkte *a* und *c* Fußpunkte, Aufstands-, Anfangs- oder Kämpferpunkte nennt· Die meist wagrecht verlaufenden unteren Linien *ae* und *cg*,

welche an vielen Gewölben den Anfang der Wölbung angeben, heißen **Kämpferlinien** und die untersten Steine führen den Namen **Anfänger** oder **Kämpfer**; die obersten Steine dagegen heißen **Schlusssteine**, weil sie zur Schließung des Gewölbes dienen. Die in Richtung des Krümmungshalbmessers der Wölblinie verlaufende Ausdehnung *bb'* endlich nennt man die **Gewölbestärke** oder **Gewölbedicke** und die senkrecht zur Stirnfläche gemessene *b'f* die **Gewölbelänge** oder **Gewölbetiefe**. Die Stirnseiten der Gewölbe werden vielfach durch Mauern abgeschlossen.

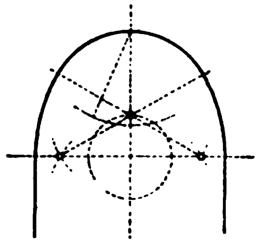
Die **Wölblinien** sind Bogenlinien und zwar meist Halbkreisbogen oder Bogen, die nur aus einem Teile eines Halbkreises be-

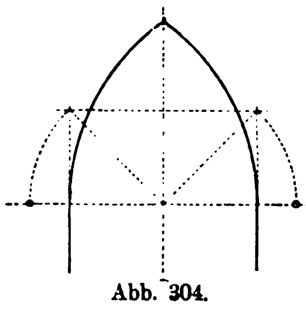

Abb. 300.

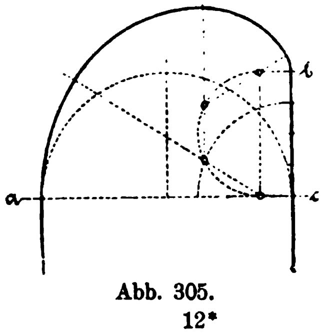

Abb. 301.


Abb. 302.

stehen oder endlich Bogen, die aus einzelnen Kreisstücken von verschiedenem Halbmesser zusammengesetzt sind. Ellipsen und andere Kurven finden als Wölblinien seltener Anwendung. Zu erwähnen sind außer dem **Halbkreise**, der **flache** oder der **Stichbogen**, welcher nur aus $^1/_4$ (Abb. 300) oder $^1/_6$ (Abb. 301) des Kreisumfanges besteht. Ferner der **gedrückte** Bogen, (Abb. 302) der eine halbe Ellipse, die auf der großen Achse steht, sein kann, aber meist aus einzelnen Kreisbogenstücken zu einem sogenannten **Korbbogen** zusammengesetzt wird. Sodann ist zu nennen der **überhöhte** Bogen (Abb. 303), der sich vom vorigen dadurch unterscheidet, dass, er auf der kleinen Achse der


Abb. 303.


Abb. 304.


Abb. 305.

Ellipse steht. Auch der Spitzbogen (Abb. 304), welcher aus zwei Kreisstücken zusammengesetzt ist, die eine Spitze bilden, ist hier zu erwähnen und schließlich noch der steigende oder einhüftige Bogen (Abb. 305), der sich von allen übrigen dadurch unterscheidet, dass seine Aufstandspunkte *a* und *b* nicht in gleicher Höhe liegen.

Die für unsere Betrachtungen wichtigsten Gewölbe sind im folgenden näher beschrieben:

Das Tonnengewölbe kann man sich als Teil eines hohlen Cylinders denken. Es zeigt deshalb im Querschnitte, d. h. senkrecht zur Achse des Cylinders als Wölblinie irgend eine der besprochenen krummen Linien. Meist haben diese Gewölbe halbkreisförmige Wölblinien und werden dann volle Tonnengewölbe genannt oder sie sind nach einem Stichbogen gewölbt und führen dann den Namen flache Tonnengewölbe.

Die vollen Tonnengewölbe führt man gewöhnlich so aus, dass man durch Hervorziehen der Widerlagsmauern in der in Abb. 306 angedeuteten Weise die Aufstandslinien des eigentlichen Gewölbes höher legt, als dem Halbkreise entspricht, so dass man es auch in diesem Falle in Wirklichkeit mit einem flachen Tonnengewölbe zu thun hat. Meist werden aus Gründen, die wir später noch kennen lernen werden, diese Tonnengewölbe hintermauert, d. h. die entstehenden Ecken bei *a* und *b* werden durch Mauerwerk ausgefüllt, welches bis mindestens zu $^2/_3$ der Höhe der Rückenfläche reicht.

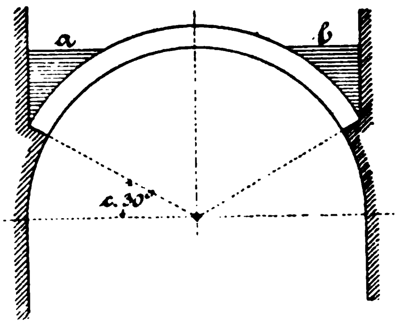


Abb. 306.

Die beiden Mauern, die das Gewölbe an den Stirnseiten abschließen können, nennt man Stirn- oder Schildmauern und die sich an diesen Wänden abzeichnenden Wölblinien die Schildbogen.

Um bei Ueberwölbung großer Räume nicht eine gar zu beträchtliche Gewölbhöhe zu bekommen, teilt man die Grundrisse solcher Räume in einzelne Felder und überwölbt jedes dieser Felder für sich. Ein derartiges Gewölbe nennt man dann ein Kappengewölbe. Die erforderliche Zerlegung des Raumes bewirkt man entweder durch sogenannte Gurtbogen oder durch eiserne Träger, Eisenbahnschienen u. s. w. Zwei Tonnengewölbe, die

durch einen Gurtbogen von einander getrennt sind, zeigt die Abbildung 307.

Bei der Anwendung von eisernen Trägern werden die Kappen, die dann den Namen preußische Kappen führen, noch kleiner und liegen oft in großer Zahl nebeneinander (Abb. 308), so dass man selbst

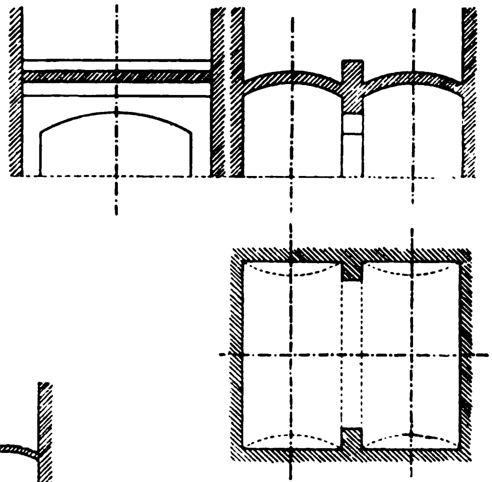


Abb. 307.

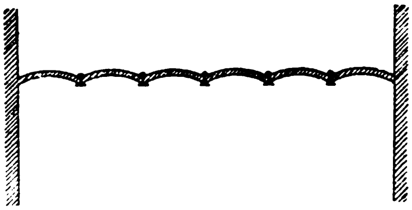


Abb. 308.

über sehr weiten Räumen mit ihrer Hilfe ziemlich flache Decken herstellen kann.

Um bei Tonnengewölben Oeffnungen für Fenster u. dergl. bis an das Gewölbe heranführen zu können, wendet man die sog. Stichkappen an, das sind kleinere Tonnengewölbe, welche das Hauptgewölbe rechtwinklig oder unter einem schiefen Winkel durchdringen (Abb. 309).

Die Gewölbe können auf dreierlei Art hergestellt werden (Abb. 310), indem man sie nämlich entweder auf Lehrbogen oder

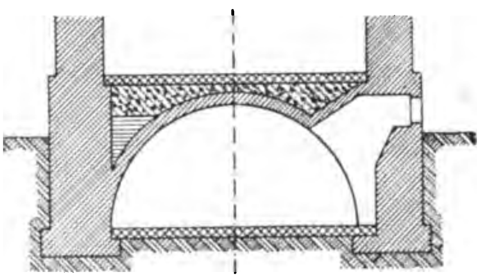


Abb. 309.

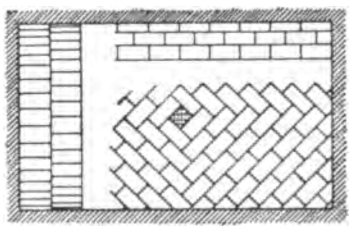


Abb. 310.

auf Verschalung oder aus freier Hand einwölbt. Die Einwölbung auf bloßen Lehrbogen wird am seltensten ausgeführt. Bei der Einwölbung auf Verschalung, die übrigens auch auf Lehrbogen ruht, wird gleichzeitig an beiden Kämpferlinien angefangen. Dies

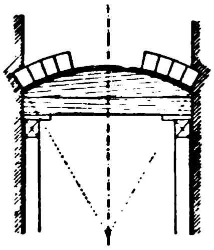


Abb. 311.

muss natürlicherweise auch bei Anwendung der Lehrbogen ohne Verschalung geschehen. Die beigefügte Abbildung 311 zeigt ein Gewölbe mit unterstützender Verschalung. Lehrbogen und Verschalung müssen dabei so eingerichtet sein, dass sie in der Höhe etwas verstellt werden können, was am einfachsten durch Eintreiben hölzerner Keile zwischen die Lehrbogen und das sie tragende Zimmerwerk geschehen kann. Die Verschalung nennt man auch wohl eine Kufe und ein mit ihrer Hilfe hergestelltes Tonnengewölbe ein Kufengewölbe.

Bei der Einwölbung aus freier Hand wird an allen vier Ecken des zu überwölbenden Raumes gleichzeitig angefangen und zwar in der Weise, dass man unter 45° gegen die Wände gerichtete Schichten ausführt, die sich selbst tragen können. Man nennt diese Art der Einwölbung auch Einwölbung auf den Schwalbenschwanz, und kann sie auch über Lehrbogen und Verschalung ausführen. Lehrbögen und Verschalung, sowie die beide tragende Zimmerung bilden zusammen die sogenannte Ausrüstung. Dieselbe darf nach Fertigstellung des Gewölbes nicht sofort entfernt werden, sondern muss so lange stehen bleiben, bis in der auf ihr ruhenden Wölbung eine genügende Bindung zwischen Stein und Mörtel stattgefunden hat, was bei Kalkmörtelmauerwerk nach 1 bis 2 Wochen, bei Cementmauerwerk aber bereits nach 2 bis 3 Tagen der Fall ist. Ist das Gewölbe fertig, so übergießt man es mit Kalkmilch, damit die Fugen auf seinem Rücken vollständig ausgefüllt werden.

Die Tonnengewölbe werden in Grundrisszeichnungen durch Einpunktierung der umgeklappt gedachten Schildbogen kenntlich gemacht.

Als Tonnengewölbe und zwar als solche von geringer Tiefe sind auch die bereits erwähnten Mauerbogen anzusehen. Die einzelnen Teile eines solchen gewölbten Bogens und also auch eines Gewölbes werden Wölbsteine genannt; die Fugen zwischen diesen Steinen, welche nach der Seite des Wölbungsmittelpunktes gerichtet sind, heißen die Lagerfugen, die übrigen die Stoßfugen des Mauerbogens. Die Lagerfugen müssen stets senkrecht auf der Stirn und wenn irgend möglich auch senkrecht auf der Wölblinie stehen. Für den Verband der Wölbsteine gilt die früher aufgestellte Regel, dass die Stoßfugen zweier benachbarter Schichten nicht zusammenfallen dürfen. Die Lagerfugen dagegen lässt man häufig durch die ganze Gewölbetiefe hindurchgehen. Die Richtungen der Lagerfugen

müssen möglichst in einem Punkte, dem Punkte, aus welchem der betreffende Theil der Wölblinie geschlagen ist, zusammenlaufen. Es wird dies durch keilförmige Steine beim Hausteinbau und zumeist durch keilförmige Fugen beim Backsteinbau erreicht. Bei letzterem können aber auch keilförmige Fugen und keilförmige Steine gleichzeitig vorkommen. Keilförmige Backsteine werden entweder als Formziegel besonders hergestellt, oder, was weit weniger gut ist, aus gewöhnlichen Ziegeln zurecht gehauen. Sie müssen angewendet werden, wenn der Bogen stärker als ein Stein ist und sollen dann am spitzen Ende nie dünner als 4 cm sein. Die Fugen an der Leibungsfläche müssen so enge als möglich angenommen werden und die Weite derselben auf dem Rücken des Gewölbes oder des Bogens darf $2^1/_2$ cm nicht überschreiten. Es ist aus diesem Grunde nicht gut, Bögen aus gewöhnlichen Ziegelsteinen stärker als $1^1/_2$ Stein zu machen. Ist dies aber nötig, so thut man gut, den Bogen in einzelnen Ringen herzustellen, was übrigens auch schon für $1^1/_2$ Stein starke Bogen zu empfehlen ist. Man macht in diesem Falle (Abb. 312) den unteren Bogen 1 Stein, den darüber liegenden $^1/_2$ Stein stark und sagt, es sei $^1/_2$ Stein übergerollt.

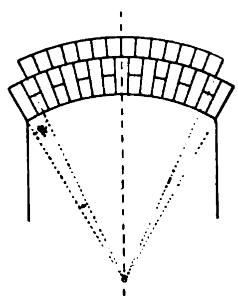


Abb. 312.

Denkt man sich die Wölbsteine eines Stichbogens so weit verlängert, dass die Leibung eine gerade Linie wird, so erhält man einen sogenannten scheitrechten Bogen (Abb. 313), der hie und da als Fenstersturz in Ermangelung eines passenden Hausteines angewendet wird. Da ein solcher scheitrechter Bogen keine große Tragfähigkeit besitzt, so muss er durch einen Entlastungsbogen geschützt werden.

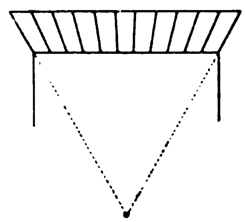


Abb. 313.

Die bisher besprochenen Gewölbe und Bogen waren sämtlich sogenannte gerade, wagrechte Tonnengewölbe, d. h. solche, bei denen die Gewölbeachse senkrecht auf der Gewölbestirne steht und wagrecht verläuft. Es kann aber auch vorkommen, dass die Achse unter irgend einem Winkel gegen die Senkrechte zur Stirnfläche gerichtet ist. Man hat es dann mit sogenannten steigenden und schiefen Tonnengewölben zu thun.

Bei den steigenden oder Rampengewölben erfolgt die Anordnung der Wölbsteine ganz ähnlich wie bei den geraden wagrechten Tonnengewölben. Die Kämpfersteine, sowie die Steine an den Stirnseiten der Gewölbe, müssen natürlich eine andere Gestalt haben als bei jenen, während die übrigen Steine genau so gestaltet sind wie dort. Es ist zweckmäßig, an die beiden Stirnenden eines solchen steigenden Gewölbes noch je ein kurzes wagrechtes Gewölbe, einen Mauerbogen, anzuschließen (Abb. 314). Man kann ein steigendes Tonnengewölbe auch dadurch herstellen, dass man dasselbe aus einer Anzahl von kurzen wagrechten Gewölben, Bogen, zusammensetzt, deren jeder über einem Lehrbogen einzuwölben ist (Abb. 315).

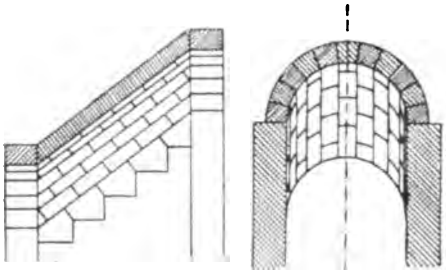


Abb. 314.



Abb. 315.

Aehnlich wie die letzterwähnten steigenden Gewölbe kann man auch die schiefen Tonnengewölbe aus einzelnen Bogen zusammensetzen (Abb. 316), wobei weiter keine Schwierigkeit entsteht. Sehr häufig ist es aber unstatthaft, dass die Leibung derartige Vorsprünge, wie sie sich hierbei ergeben, bekommt. In einem solchen Falle, wo also die Leibung als glatte Cylinderfläche auszuführen ist, macht die Herstellung des Gewölbes aus einzelnen Steinen außerordentliche Schwierigkeiten. Als Wölblinien der Stirnseiten nimmt man dann zur Vereinfachung der Konstruktion fast immer Halbkreise an, so dass ein Querschnitt durch das Gewölbe, der rechtwinklig zur Gewölbe-

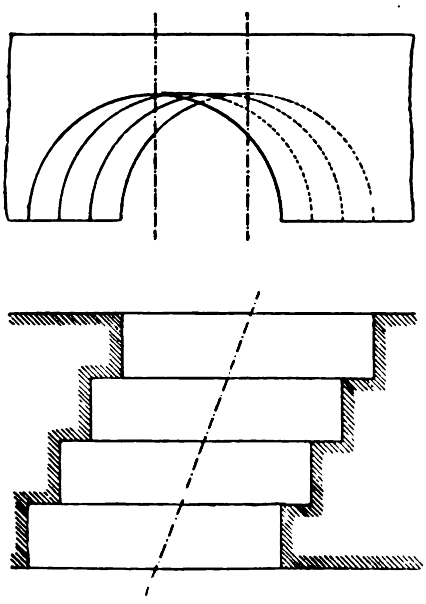


Abb. 316.

achse geführt wird, einen überhöhten elliptischen Bogen zeigt. Durch die für die Standfestigkeit der Gewölbe unerlässliche Bedingung, dass die Lagerfugen genau oder doch nahezu senkrecht auf der Stirnseite und gleichzeitig senkrecht auf der Leibung des Gewölbes stehen müssen, wird die Herstellung eines solchen Gewölbes, wie schon angedeutet wurde, außerordentlich schwierig, denn die Gestalt jedes einzelnen Steines muss besonders ermittelt werden und jeder Stein ist mit größter Sorgfalt zu bearbeiten. Die Lagerfugen eines solchen Gewölbes (Abb. 317) verlaufen gewissermaßen schraubenförmig, die Stoßfugen dagegen parallel mit den Stirnflächen, wie dies die Abbildung ungefähr andeutet. Es sollten zu solchen schiefen Gewölben nur Hausteine verwendet werden.

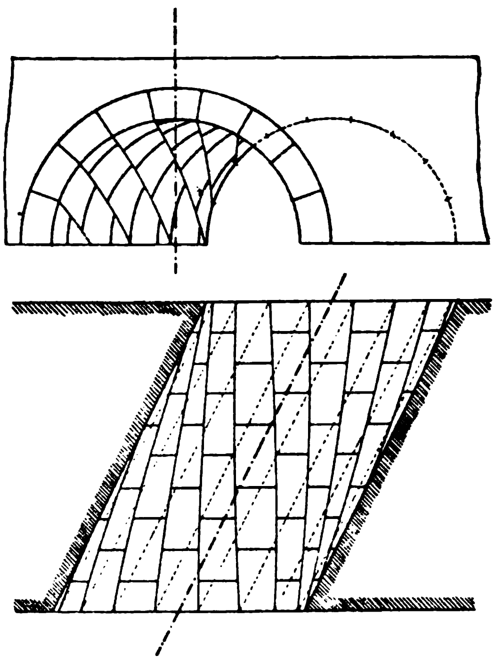


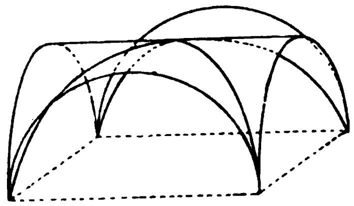
Abb. 317.

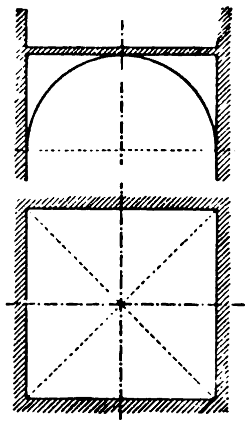
Wegen dieser großen Schwierigkeit der Ausführung stellt man diese Gewölbe in neuerer Zeit häufig aus Beton her, den man auf eine vollständige Verschalung in dünnen hohlcylinderartigen Schichten aufschüttet und feststampft. Die Verschalung darf natürlicherweise erst nach völliger Erhärtung des Betons entfernt werden.

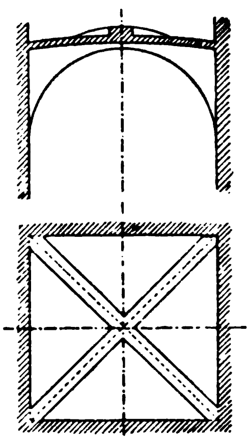
Sehr zu empfehlen ist hier auch die Ausführung der Gewölbe in Cement und Eisen nach Monier und Melan. Die Moniergewölbe bestehen ebenfalls aus Beton, enthalten aber bekanntlich im Innern des Betonkörpers ein oder mehrere weitmaschige Netze aus Rundeisenstäben. Bei den Gewölben von Melan legt man in den Beton eiserne Bogenträger ein, die meist einen I-Querschnitt haben und sorgfältig einzustampfen sind.

Haben die schiefen Gewölbe bedeutende Länge, so kann man sie auch so anlegen, dass man nur die Stirnen schief einwölbt, die Mitte aber als gerade Tonnengewölbe behandelt.

Das Kreuzgewölbe. Durchdringen sich zwei oder mehrere Tonnengewölbe von gleicher Aufstandshöhe und gleicher Scheitelhöhe recht- oder schiefwinklig, so dass sich die Horizontalprojektionen ihrer Durchdringungen im Grundrisse als gerade Linien zeigen und denkt man sich die innerhalb der Durchdringungslinie befindlichen Teile weg, so entsteht ein Kreuzgewölbe. Die Abbildung 318 zeigt die einfachste Form eines solchen Gewölbes, bei dem über einem Raume von quadratischer Grundfläche zwei volle Tonnengewölbe stehen. Die Wölblinien, hier Halbkreise, sind an allen vier Umfassungs- oder Schildmauern als Schildbogen sichtbar.


Abb. 318.


Abb. 319.


Abb. 320.

An der Stelle, wo sich die beiden Tonnen durchschneiden, entstehen nach unten hervorspringende gekrümmte Kanten, die sogenannten Grate oder Gratlinien. Die Andeutung eines Kreuzgewölbes im Grundrisse einer Zeichnung erfolgt dadurch, dass man die Horizontalprojektionen der Gratlinien, die als Gerade erscheinen, einpunktiert (Abb. 319). Diese punktierten Linien treffen sich im Schwerpunkte der Grundrissfigur.

Die mit Kreuzgewölben zu überspannenden Räume werden in Richtung der Gratlinien gewöhnlich durch gemauerte Bogen, die sogenannten Gratbogen überspannt (Abb. 320), an welche sich dann die eigentlichen Gewölbe als Kappen anlegen. Die Herstellung der Gratbogen erfolgt meist mit Hilfe von Lehrbogen, die der Kappen häufig aus freier Hand.

Die Gratlinien treffen sich, wie wir schon wissen, in einem Punkte, der sich senkrecht über dem Schwerpunkte des zu überwölbenden Grundrisses befindet. Dieser Punkt muss aber etwas höher liegen, als dem Gewölbescheitel eigentlich zukommt, d. h. die Gratbogen müssen mit etwas übermäßigem Ansteigen, mit etwas Stich eingewölbt werden, damit nach dem

Trocknen und Setzen des Gewölbes kein Durchsinken des Scheitels nach unten, kein Sacken stattfindet, vielmehr das Gewölbe nach erfolgtem Setzen die gewünschte Gestalt richtig annimmt. Dieser Stich oder die Höherlage des Scheitels beträgt gewöhnlich $^1/_{50}$ der Spannweite der Gratbogen. Damit die Kappen zwischen die Grate richtig eingewölbt werden können, müssen die Schildbogen an den Schildmauern vorgezeichnet oder angerissen werden. Man kann natürlich auch Gratbogen und Kappen gleichzeitig im Verbande herstellen. Solche Gewölbe sind etwas fester als die, bei denen Gratbogen und Kappen gesondert ausgeführt werden, aber schwerer herzustellen.

Die Kreuzgewölbe haben keine eigentlichen Widerlagsmauern, die Aufstands- oder Stützpunkte des Gewölbes liegen vielmehr in den Ecken des zu überwölbenden Raumes und nur diese Ecken bilden daher die Widerlager. Die Schildmauern können demnach beliebig durchbrochen oder durch gemauerte Schildbogen ersetzt werden.

Kreuzgewölbe können über Räume von ganz beliebigem Grundrisse gespannt werden, ebenso kann man jede beliebige Wölblinie als Schildbogen für die Kappen anwenden, zumeist werden dies aber Halbkreise und Halbellipsen, hie und da auch wohl Spitzbogen sein. Diese Linien müssen bei einem Kreuzgewölbe sämtlich gleiche Aufstands- und gleiche Scheitelhöhen haben, wenn gerade Gewölbeachsen angenommen werden sollen.

Die Kreuzgewölbe über rechteckigen Grundrissen, bei denen sich nur zwei Tonnengewölbe durchdringen, werden meist so ausgeführt, dass eines dieser Gewölbe eine halbkreisförmige Wölblinie, das andere dagegen eine elliptische Wölblinie zeigt, die aus dem erwähnten Halbkreise abzuleiten ist. (Abb. 321.) Ebenfalls häufig kommt es vor, dass beide Tonnen nach Halbkreislinien gewölbt sind, so dass dann, wenn das Gewölbe über einen länglichen Raum gespannt ist, die eine Tonne eine gekrümmte Achse erhalten muss. (Abb. 322.)

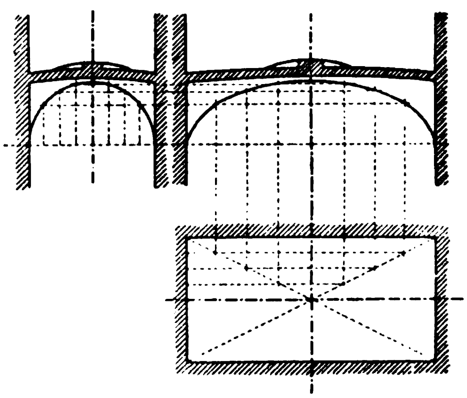


Abb. 321.

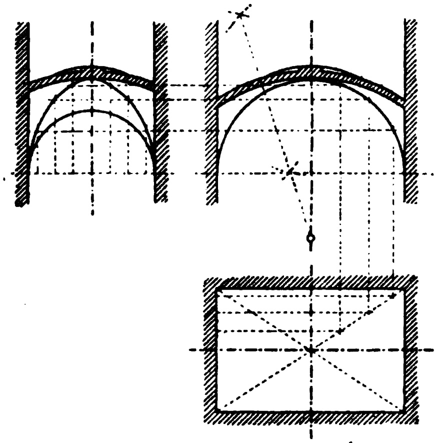


Abb. 322.

Sollen größere Räume durch Kreuzgewölbe überdeckt werden, so hat man die Grundrisse durch Gurtbogen in kleinere Abteilungen zu zerlegen, denen man bei langgestreckten Räumen, wenn irgend möglich, quadratische Gestalt zu geben sucht. Sind diese Bogen hierbei an den Wänden auf Schäfte gesetzt, so lässt man die Gurtbogen auch über die Gewölbeleibung hervorstehen. Bei zu überwölbenden größeren quadratischen Räumen stützt man die zur Einteilung derselben gespannten Gurtbogen in der Mitte des Raumes durch viereckige Pfeiler oder durch solche von Kreuzquerschnitt, je nachdem die ganze Anordnung mit oder ohne Schaft erfolgt.

Das Klostergewölbe. Durchdringen sich zwei oder mehrere Tonnengewölbe von gleicher Aufstands- und Scheitelhöhe recht- oder schiefwinklig und denkt man sich die außerhalb der Durchdringungslinien gelegenen Teile weg, so entsteht ein Klostergewölbe. (Abb. 323.) Während aber beim Kreuzgewölbe die Stützpunkte in den Ecken des überwölbten Raumes liegen, werden bei den Klostergewölben sämtliche Umfassungsmauern, wie die Widerlager der Tonnengewölbe auf ihre ganze Länge in Anspruch genommen.

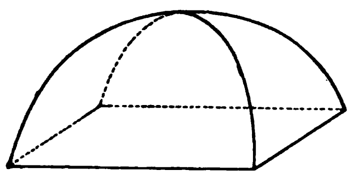


Abb. 323.

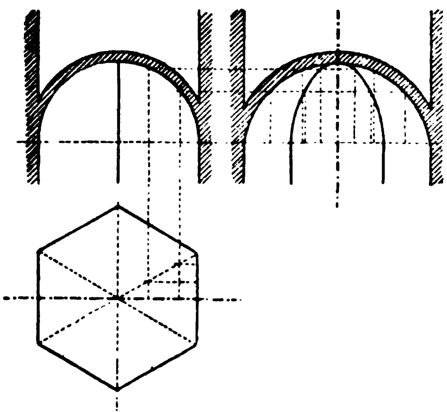


Abb. 324.

Am Klostergewölbe werden die vorspringenden Grate des Kreuzgewölbes durch zurücktretende Kehlen ersetzt, die genau so verlaufen, wie jene und daher auch im Gruudrisse genau so angedeutet werden. Der Scheitel des Klosterge-

wölbes liegt, wie der des Kreuzgewölbes senkrecht über dem Schwerpunkte der Grundrissfigur. Auch das Klostergewölbe kann man über jedem beliebigen Grundrisse aufführen (Abb. 324).

Die Kuppelgewölbe sind zumeist Teile von Hohlkugeln; sie werden aus einer Reihenfolge von aus Wölbsteinen bestehenden wagrechtliegenden Ringen zusammengesetzt, deren jeder ein in sich geschlossenes Ganzes bildet. Aus diesem Grunde ist es möglich, an den Gewölbescheiteln Oeffnungen zu lassen, ohne dass dadurch die Festigkeit des Gewölbes irgendwie beeinträchtigt würde (Abb. 325). Die Einfassung der Oeffnung muss aber von oben stark belastet werden.

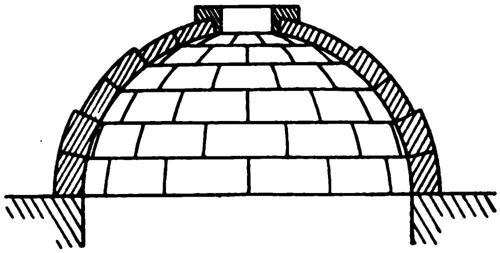


Abb. 325.

Die Kuppelgewölbe kommen hauptsächlich über runden, rechteckigen und quadratischen Räumen zur Anwendung, sie können jedoch auch über jedem beliebigen anderen Raume zur Ausführung gelangen. Die Scheitel solcher Gewölbe werden aber dann nicht über dem Schwerpunkte der Grundrissfläche, sondern über einem Punkte angeordnet, welcher möglichst gleichweit von den Ecken des Grundrisses entfernt ist. Es geschieht dies, damit die Aufstandspunkte des Gewölbes möglichst in gleiche Höhenlage kommen, was des Aussehens wegen nötig ist.

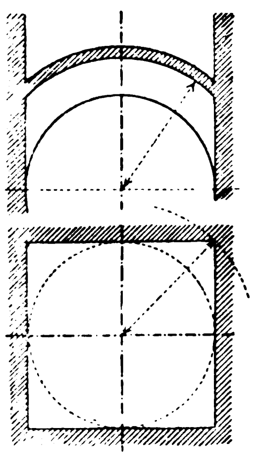


Abb. 326.

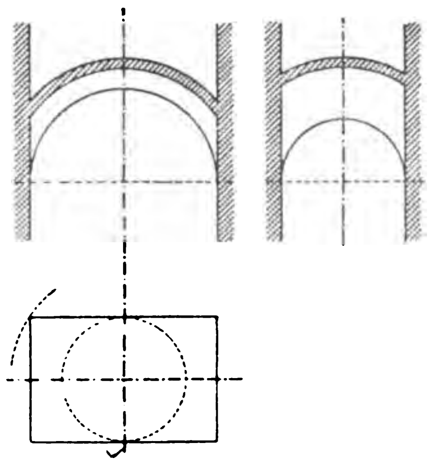


Abb. 327.

Ein Kuppelgewölbe, welches über einem eckigen Grundrisse errichtet ist, heißt eine Hängekuppel. Die Schildbogen solcher Hängekuppeln sind stets Halbkreise (Abb. 326 und 327).

Kleinere Kuppelgewölbe, die nur aus Teilen von Kugelkappen bestehen, führen den Namen böhmische Kappen. Bei denselben erscheinen die Schildbogen oder Wanddurchdringungen als Stichbogen. Die folgenden Abbildungen 328 und 329 zeigen die Konstruktion einer böhmischen Kappe, für welche gewöhnlich die einzuhaltende Stichhöhe *h* gegeben ist.

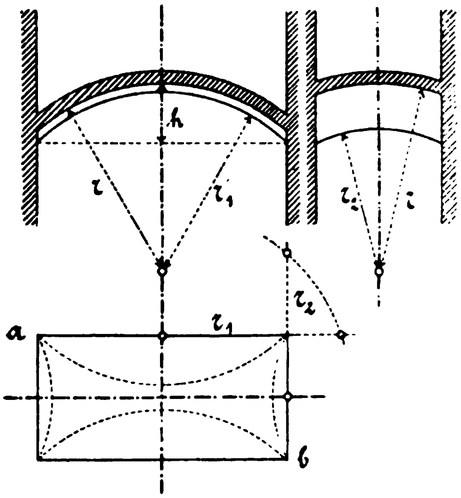


Abb. 328.

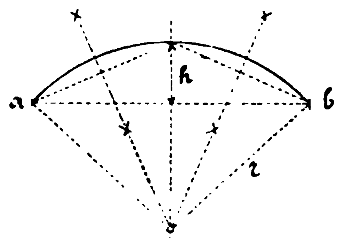


Abb. 329.

Die größeren Kuppelgewölbe über kreisförmigem Grundrisse werden meist nur aus Hausteinen ausgeführt, kleinere Kuppeln dagegen, namentlich die Kappengewölbe, stellt man aus Ziegelsteinen her. Man sucht hierbei die Verhältnisse so einzurichten, dass die Gewölbe nicht stärker als $^1/_2$ Stein werden, was durch Zerlegung größerer Räume in kleinere erreicht werden kann.

Die Kappengewölbe führt man meist aus freier Hand aus, indem man sie auf den Schwalbenschwanz einwölbt, nachdem man die Wanddurchdringungslinien vorgerissen hat. Größere Gewölbe wölbt man über Lehrbogen ein, welche um eine gemeinschaftliche senkrechte Achse so gestellt sind, dass sie eine Art Quirl bilden.

Zu den Kuppelgewölben gehören auch die elliptischen Gewölbe, die man sich als Teile von hohlen Ellipsoides zu denken hat. Diese Gewölbe sind weniger fest als die Kuppelgewölbe, sie bieten aber den Vorteil, dass die Aufstandspunkte sämtlicher Wanddurchdringungen stets in gleiche Höhe gelegt werden können und dass dies auch mit den Scheiteln derselben der Fall ist. Die

Hängekuppeln deutet man im Grundrisse durch einen Kreis, die böhmischen Kappen durch die eingezeichneten umgeklappten Schildbogen an.

Die **Widerlager** sämtlicher besprochenen Gewölbe können in Hau-, Bruch- oder Ziegelstein oder auch in Stampfbeton ausgeführt werden. Letzteres ist besonders dann zu empfehlen, wenn es sich um eine Verkürzung der Bauzeit handelt. Im allgemeinen wird man die Widerlager aus demselben Baustoffe wie die Gewölbe herstellen.

Die **Bestimmung der Stärke von Gewölben und Widerlagern** erfolgt entweder nach Erfahrungssätzen und empirischen Formeln, oder auf Grund statischer Untersuchungen. Das erstere Verfahren allein ist nur für die einfacheren Fälle des Hochbaues ausreichend und man bedient sich seiner in anderen Fällen zweckmäßigerweise nur dazu, einen vorläufigen Anhalt für die genaueren statischen Untersuchungen zu erhalten. Diese Untersuchungen haben sich sowohl auf die Gewölbe als auch auf die Widerlager zu erstrecken.

Es sei in der nebenstehenden Abbildung 330 $B_1\,C_1\,C_2\,B_2$ der senkrecht zur Achse geführte Durchschnitt eines Tonnengewölbes von einer Tiefe gleich der Längeneinheit und von dem Gewichte $2G$. Dieses Gewölbe denke man sich durch einen Vertikalschnitt im Scheitel $A_1\,A_2$ in zwei gleiche Teile zerlegt, welche sich gegen die festen Widerlagsflächen $B_1\,B_2$ und $C_1\,C_2$ stützen, im übrigen aber zunächst als starre Balken angesehen werden sollen. Setzt man die Widerlager als un-

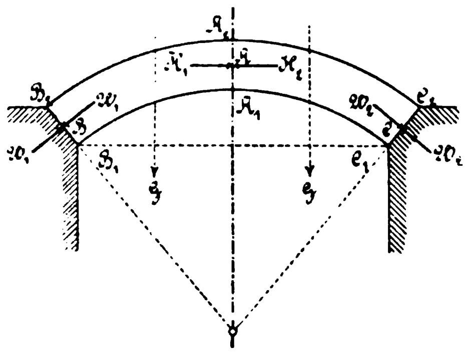


Abb. 330.

verrückbar fest voraus, so können die beiden Gewölbehälften ihrem Bestreben, zu fallen, nicht folgen. Sie werden aber auf die Widerlager mit den Kräften W_1 und W_2 und im Scheitel gegeneinander mit H_1 und H_2 drücken. Es müssen daher, um das Gleichgewicht herzustellen, in den Stützflächen $B_1\,B_2$ und $C_1\,C_2$ gewisse dem Drucke gleiche aber entgegengesetzt gerichtete Gegenwirkungen W_1 und W_2 der Widerlager auftreten und ebenso müssen die beiden Gewölbehälften im Scheitel zwei gleiche und entgegengesetzte

Reaktionen auf einander ausüben, welche sich gegenseitig aufheben. Aus der Symmetrie der ganzen Anordnung und der Gewichtsverteilung ergiebt sich, dass die Scheitelreaktionen wagrecht gerichtet sein müssen; im übrigen aber kennt man weder ihren Angriffspunkt noch ihre Größe, man sieht nur, dass $H_1 = H_2$ sein muss. Von W_1 und W_2 kennt man weder die Größe, noch die Richtung, noch die Angriffspunkte; höchstens lässt sich aus der symmetrischen Anordnung des ganzen Gewölbes die Uebereinstimmung der Widerstände W_1 und W_2 auf beiden Seiten B und C schließen. Es wird also auch $W_1 = W_2$ sein. Da nun auch die Angriffspunkte B und C der Kräfte W_1 und W_2 symmetrisch zur Schnittebene durch A_1 A_2 liegen müssen, so braucht man für die weiteren Untersuchungen nur die eine Hälfte des Gewölbes in Betracht zu ziehen. Damit diese Gewölbehälfte nicht umkippt, müssen wir uns die andere Gewölbehälfte durch die von ihr ausgeübte wagrechte Scheitelwirkung H ersetzt denken. Die Aufgabe, welche jetzt zu lösen ist, besteht darin, die Reaktionen W und H ihren Größen, Richtungen und Angriffspunkten nach vollständig zu bestimmen. Diese Aufgabe ist nach dem Gesagten zunächst unbestimmt, da den Gleichgewichtsbedingungen in unendlich verschiedener Weise durch Kräfte H und W genügt werden kann. Macht man jedoch gewisse einschränkende Annahmen, sei es über die Größe, die Richtung und den Angriffspunkt von W oder über die Größe und den Angriffspunkt von H, so wird die Aufgabe bestimmt; beispielsweise sobald man von den gedachten drei Elementen zwei festsetzt. Sei (Abb. 331) z. B. die Lage des Angriffspunktes im Scheitelschnitt in A und in der Kämpferfuge in B angenommen, so ergiebt sich aus dem bekannten Gewichte G der Gewölbehälfte, welches im Schwerpunkte derselben angreift, mit Benutzung des Parallelogrammes der Kräfte die Größe von $H = DH$ und in DW der Größe und Richtung nach der Druck gegen das Widerlager B. Um das Parallelogramm zu zeichnen, hat man nur den Schnittpunkt D zu suchen, in welchem die in A angreifende wagrechte Scheitelwirkung H die Schwerlinie DG der Gewölbehälfte schneidet; dann findet man in der Verbindungslinie dieses Punktes D mit dem Angriffspunkte B die Richtungslinie für die Gegenwirkung des Auflagers.

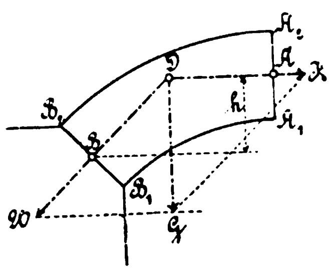


Abb. 331.

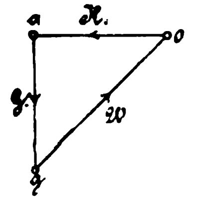


Abb. 332.

Man hat übrigens nicht nötig, das Parallelogramm der Kräfte selbst zu zeichnen, sondern kann sich mit Vorteil eines Kräfteplanes (Abb. 332) bedienen, indem man auf einer beliebigen Senkrechten die Strecke $a\ g$ abträgt, welche nach einem passenden Kräftemaßstabe das Gewicht G der Gewölbehälfte darstellt. Zieht man durch a dann eine Horizontale und durch g eine Parallele mit der Reaktionsrichtung $B\ D$, so erhält man in den Strecken $o\ a$ und $g\ o$ die Größe von H und W nach dem zu Grunde gelegten Kräftemaßstabe.

Aus der Abbildung erkennt man den Einfluss, welchen die Lage der Angriffspunkte auf die Größe der Kräfte H und W ausübt. Es ist deutlich, dass die wagrecht wirkende Kraft $a\ o = H$ für ein bestimmtes G um so kleiner ausfällt, je steiler die Linie $g\ o$ oder $B\,D$ ist, d. h. je höher man A und je tiefer man B wählt, oder je größer der senkrechte Abstand h der beiden Angriffspunkte A und B ist und umgekehrt. Die kleinste Horizontalkraft H_{min} erhält man also, wenn H in A_2 und W in B_1, die größte dagegen, wenn H in A_1 und W in B_2 angreifen.

Die bisher für die Kämpferfuge angestellte Betrachtung gilt auch für jede andere Fuge, überhaupt für jeden beliebigen Querschnitt des Gewölbes. Stellt z. B. die folgende Abbildung 333

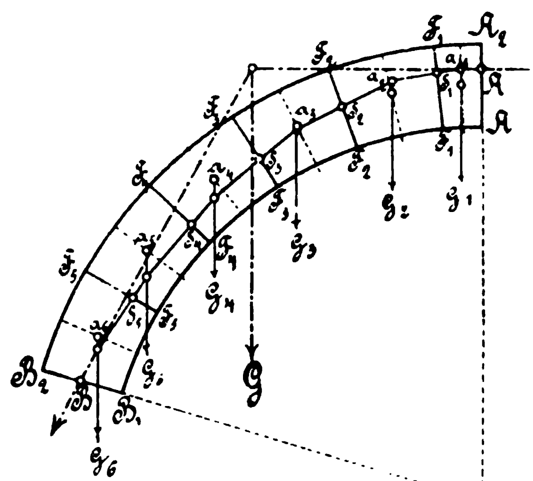


Abb. 333.

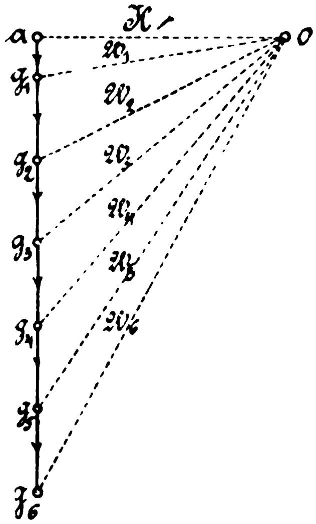


Abb. 334.

wiederum die Hälfte eines symmetrischen Gewölbes dar, welches in F_1, F_2, F_3 u. s. w. die Lagerfugen enthält, auf welche sich unsere Untersuchungen zu beziehen haben, so können wir wie folgt verfahren.

Das Gewicht der ganzen Gewölbehälfte sei g und wirke in der Schwerlinie G, ebenso wirken die Gewichte g_1, g_2, g_3, g_4, g_5 und g_6 in den Vertikallinien G_1, G_2, G_3, G_4, G_5 und G_6, welche durch die Schwerpunkte der einzelnen Gewölbestücke gehen. Zur weiteren Untersuchung bedienen wir uns eines Kräfteplanes (Abb. 334), welcher auch hier am schnellsten zum Ziele führt. Wir verzeichnen zunächst eine dem Gewichte g entsprechende vertikale Linie $a\,g_6$, nehmen sodann den Angriffspunkt der Scheitelgegenwirkung H in A, den der Widerlagsgegenwirkung W in B an und entwickeln uns endlich den für die ganze Gewölbehälfte geltenden Kräfteplan $a\,g_6\,o$, aus denen W und H entnommen werden können. Hierauf tragen wir im Kräfteplane auf der senkrechten Linie die Gewichte g_1, g_2 u. s. w. der einzelnen Gewölbestücke ab, wobei wir daran denken müssen, dass

$$g_1 + g_2 + g_3 \ldots . = g$$

ist. Nun verbinden wir die Punkte g_1 u. s. w. mit dem Punkte o und erhalten dann in W_1, W_2 u. s. w. die Kräfte, mit welchen die einzelnen Gewölbestücke gegen die Lagerfugen F_1 u. s. w. drücken. Die Angriffspunkte und Richtungen derselben bekommen wir endlich dadurch, dass wir in der Gewölbedarstellung vom Punkte a_1 aus, wo die Richtung der Scheitelreaktion H die Schwerlinien G_1 schneidet, eine Parallele zu W_1 ziehen bis zum Schnitte a_2 mit der nächsten Schwerlinie, von diesem Punkte aus eine Parallele zu W_2 bis zum Schnitte a_3 mit der dritten Schwerlinie G_3 u. s. w.

Die Richtungen der sich ergebenden Drucke sind durch den Linienzug $A\,a_1\,a_2\,a_3 \ldots . B$ gegeben, ihre Angriffspunkte aber liegen da, wo sie die Fugen $F_1 F_1$, $F_2 F_2$ u. s. w. schneiden, also in $A - s_1 - s_2 - s_3 \ldots B$. Der letzte dieser Angriffspunkte muss natürlicherweise mit dem im Kämpfer angenommenen Angriffspunkte B der Hauptgegenkraft übereinstimmen.

Wenn man alle die aufeinander folgenden Punkte $A - s_1 - s_2 - s_3 - s_4 - s_5 - B$ mit einander durch gerade Linien verbindet, so erhält man ein Vieleck, welches bei Annahme von unendlich vielen, unendlich nahe nebeneinander gelegenen Fugenschnitten in eine stetige Kurve übergeht. Eine solche Kurve heißt eine Mittellinie des Druckes oder eine Stützlinie.

Aus dem zu Anfang dieser Betrachtungen Gesagten geht hervor, dass man für ein und dasselbe Gewölbe unendlich viel Stützlinien zeichnen kann, da man ja der Schubkraft H alle möglichen Größen von 0 bis ∞ erteilt denken und ihren Angriff a im Scheitel beliebig annehmen kann. Von den unendlich vielen möglichen sind aber nur gewisse Stützlinien mit der Standfestigkeit oder Stabilität und Widerstandsfähigkeit des Gewölbes verträglich oder vielmehr für die Beurteilung der Standfestigkeit und Widerstandsfähigkeit von Bedeutung.

Zunächst ist es wohl klar, dass eine Stützlinie, welche einem Gleichgewichtszustande des Gewölbes entsprechen soll, in ihrem ganzen Verlaufe zwischen dem Scheitel und der Kämpferfuge gänzlich im Innern der Gewölbedicke bleiben muss, denn sobald sie irgendwo die innere oder äußere Leibung durchschnitte, würde dadurch angezeigt sein, dass eine Bewegung einzelner Gewölbeteile um den betreffenden Schnittpunkt stattfinden könnte. Ferner darf die Druckrichtung in keinem Punkte der Stützlinie von der Lotlinie zur Fugenfläche in diesem Punkte um einen größeren Winkel abweichen als der sogenannte Reibungswinkel angiebt. Unter Reibungswinkel ist bekanntlich derjenige Winkel zu verstehen, dessen Tangente gleich dem Koeffizienten für die gleitende Reibung der Stoffteile aufeinander ist, für den also:

$$\varphi = \tan \varrho.$$

Dieser Reibungskoeffizient für die gleitende Reibung von Stein auf Stein kann im Mittel zu:

$$\varphi = 0{,}74$$

angenommen werden.

Ist der letzten Bedingung nicht genügt, so wird der über der betreffenden Fuge liegende Gewölbeteil über den darunter befindlichen hinweggeschoben.

Es wird nun der Sicherheit wegen ein gewisser Raum, der sogenannte Kern, im Innern des Gewölbes als abgegrenzt angenommen, innerhalb dessen die Stützlinie enthalten sein muss, wenn sowohl die Bedingung der Standfestigkeit gegen Umkippen erfüllt sein, als auch die gehörige Rücksicht auf die Unmöglichkeit des Verschiebens der einzelnen Gewölbteile gegeneinander genommen werden soll. Die Dicke des Kernes wird meistens für alle Baustoffe gleich einem Drittel der Gewölbedicke angenommen.

Unter den unzählbar vielen Stützlinien, welche sich, wie wir gesehen haben, in einen Gewölbequerschnitt, also auch in den Kern

einzeichnen lassen, sieht man diejenigen als wirkliche Stützlinien an, welche dem verhältnismäßig kleinsten Horizontalschube entsprechen, die also den Scheitel der oberen und den Fußpunkt der unteren Kernbegrenzung berühren oder doch wenigstens einen Punkt mit der äußeren und einen tiefer liegenden Punkt mit der inneren Begrenzung des Kernes gemein haben. Eine solche Stützlinie hat man also als die wirkliche zu betrachten und ein Gewölbe hinsichtlich seiner Standfestigkeit und Widerstandsfähigkeit als nicht genügend anzusehen, wenn sich eine Stützlinie von der verlangten Eigenschaft innerhalb des Kernes nicht angeben lässt. Uebrigens kann man sich dann in den meisten Fällen durch Vermehrung der Gewölbestärke an den Aufstandsenden oder durch Hintermauerung helfen.

Der halbkreisförmige und der elliptische Bogen oder die diesen entsprechenden Tonnengewölbe haben das Bestreben, am Scheitel einzuknicken und an zwei Stellen auszubrechen (Abb. 335). Bei den überhöhten Bogen und den Spitzbogen findet das Bestreben statt, an den Seiten einzuknicken und am Scheitel auszubrechen (Abb. 336). Dem ersteren kann man durch Hintermauern, welches

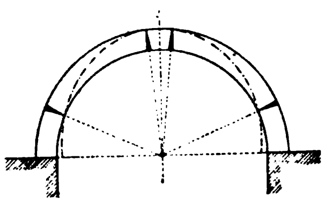


Abb. 335.

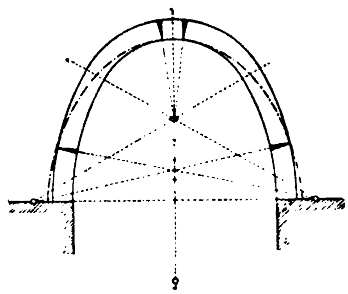


Abb. 336.

wir schon einige Male erwähnten, dem letzteren durch Belastung des Scheitels begegnen.

Die bisherigen Untersuchungen bezogen sich auf unbelastete Gewölbe, die außer ihrem Eigengewichte nichts weiter zu tragen haben. In den meisten Fällen sind aber die Gewölbe belastet. Diese Belastung besteht entweder aus einer Hintermauerung oder aus einer Füllung oder Aufmauerung oder aus sogenannten äußeren Belastungen oder aus allen diesen zusammen.

Dann hat jeder Teil des Gewölbes außer seinem eignen auch das Gewicht der senkrecht über ihm ruhenden Belastung zu tragen und das Gewölbe muss daher solche Abmessungen erhalten, dass es

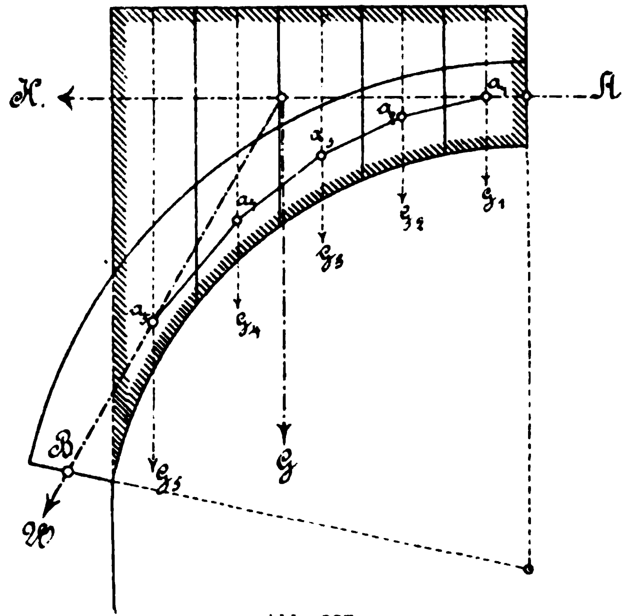


Abb. 337.

auch den durch diese Belastung hervorgerufenen Beanspruchungen mit Sicherheit widerstehen kann.

Die Belastung ruft, wie leicht einzusehen, sowohl eine Vergrößerung des Horizontalschubes als auch der Drucke in den einzelnen Fugen hervor, so dass bei einem belasteten Gewölbe der Horizontalschub unter Berücksichtigung eben dieser Belastung bestimmt werden muss.

Die Stützlinie für ein solches Gewölbe wird in ganz ähnlicher Weise, wie für ein unbelastetes Gewölbe ermittelt, nämlich wie folgt: Die Belastung ist zunächst auf den Baustoff, aus dem das Gewölbe besteht, zurückzuführen, d. h. man hat sich über dem Gewölbe die Belastung durch Mauerwerk aus dem

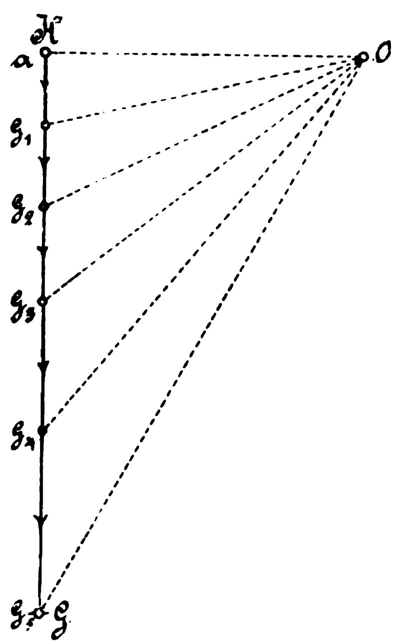


Abb. 338.

Gewölbemateriale ersetzt zu denken, dessen obere Begrenzung in der Stirnansicht die sog. Belastungslinie genannt wird. In folgender Skizze (Abb. 337) ist ein Gewölbe mit seiner Belastungsfläche dargestellt. Diese ganze Fläche ist in eine möglichst große Anzahl schmale Streifen von gleicher Breite zu teilen, so dass man diese Streifen als Trapeze ansehen kann. Das Gewicht jedes derselben ist dann seiner mittleren Höhe entsprechend groß, sodass man diese Höhen oder einen gewissen Teil derselben als die Gewichte selbst bei der Ermittelung der Stützlinie benutzen kann. Diese Ermittelung erfolgt dann genau in derselben Weise mit Hilfe eines Kräfteplanes (Abb. 338), wie wir dies früher schon kennen lernten. Die Streifen müssen sehr schmal genommen werden, damit man ihre Mittellinien beim Aufzeichnen der Stützlinie als Schwerlinie ansehen kann. Die Fugen werden zunächst nicht mit aufgezeichnet.

Bei solchen belasteten Gewölben braucht man die Untersuchung mit der Stützlinie nur auf den zwischen den Widerlagern gelegenen, in der Abbildung 337 schraffierten Teil auszudehnen.

Außer auf Standfestigkeit, also darauf, dass weder ein Gleiten der einzelnen Wölbsteine aufeinander, noch ein Verdrehen oder Kippen derselben stattfinden kann, hat man die Bogen und Gewölbe auch noch auf ihre Druckfestigkeit zu untersuchen. Hierüber mögen folgende Bemerkungen genügen:

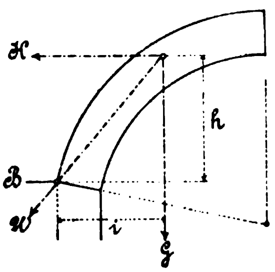


Abb. 339.

Den betreffenden Untersuchungen legt man jedesmal den größten Horizontalschub zu Grunde und richtet die Querschnittsverhältnisse so ein, dass die vom Gewölbe gebotene Sicherheit mindestens 10fach ist.

Nach der Abbildung 339 ist für den Gleichgewichtszustand:

$$H.h = G.i \text{ oder } H = G\frac{i}{h}.$$

Setzt man nun voraus, dass durch den Horizontalschub im Scheitel gleichmäßig verteilter Druck hervorgerufen wird und bezeichnet man die Querschnittsfläche der gedachten Scheitelfläche mit F_1, die zulässige Beanspruchung des Gewölbebaustoffes mit k, so erhält man:

$$F_1.k = H \text{ und } k = \frac{H}{F_1}.$$

Ist W der Druck auf das Widerlager, so ist dieser, da er die Mittelkraft aus H und dem ganzen Gewichte des halben Bogens darstellt, nach dem Parallelogramme der Kräfte:

$$W = \sqrt{H_2 + G_2}.$$

Ist ferner F_2 die Größe der Widerlagerfläche in qcm, so ergiebt sich, wenn man vernachlässigt, dass W nicht senkrecht auf die Ebene der Widerlagerfläche drückt und unter Annahme gleichmäßig verteilten Druckes:

$$F_2 k = \sqrt{H^2 + G^2}$$

$$k = \frac{\sqrt{H^2 + G^2}}{F_2}.$$

Soll nun das Gewölbe genügende Festigkeit besitzen, so darf k nicht größer sein, als wir es früher angenommen haben. Die Kantenpressungen lassen sich in der früher beschriebenen Weise ermitteln (vgl. S. 38 u. f.).

In den gewöhnlichen Fällen, d. h. in den Fällen, wie sie auch in der Praxis der Berg- und Hüttenleute vorkommen, reicht, wie wir schon bemerkten, die Genauigkeit der empirischen Formeln und Regeln vollkommen aus, von denen die folgenden besonders einfacher Natur sind.

Für Tonnengewölbe von Spannweiten bis zu 8,5 m, die zur Ueberdeckung ganzer Räume dienen und außer ihrem eignen Gewichte auch noch die Last eines aufliegenden Fußbodens mit seinen zufälligen Belastungen zu tragen haben, rechnet man, wenn die Gewölbe aus Ziegeln bestehen, für jedes Meter Spannweite 4 cm Gewölbedicke. Mindestens macht man derartige Gewölbe $^1/_2$ Stein stark. Bei so ermittelten Gewölbestärken, welche außerhalb der gebräuchlichen Ziegelmaße liegen, wendet man entweder, wenn der Unterschied gering ist, das nächst niedrigere oder sonst das nächst höhere passende Ziegelmaß an. Gewölbe aus Bruch- oder Hausteinen macht man mindestens 20 cm dick und nimmt sonst bei ersteren für jedes Meter Spannweite 7 cm, bei letzteren 4 cm Gewölbestärke an. Gewölben von mehr als 8,5 m Spannweite giebt man im Scheitel eine Stärke von $^1/_{15}$ dieser Spannweite und verstärkt die Aufstandsenden, wenn erforderlich, aufs Doppelte der Scheitelstärke. Derartige Gewölbe werden nicht aus Ziegelsteinen hergestellt. Bei Ueberdeckung größerer Räume zieht man, wie wir dies schon mehrfach sahen, vor, Gurtbogen zu spannen oder eiserne Träger zu legen und zwischen dieselben Kappen zu wölben, wobei man mit einer

Wölbstärke von 12 cm. auszukommen sucht, die Spannweiten also nicht größer als etwa 3 m annimmt. Für die Stärke der Gurtbogen gilt als Regel, für jedes Meter Spannweite 8 cm Gewölbedicke anzunehmen. Die Gurtbogen sind ferner als Stichbogen zu konstruieren und bekommen eine Pfeilhöhe bis zu $^1/_8$ der Spannweite. Beträgt die Spannweite der beiden sich gegen den Gurtbogen stützenden Kappen nicht mehr als je 3 m und ist die Belastung beider als gleich anzunehmen, so genügen für die Breite des Gurtbogens 25 cm (1 Stein) also etwa 8 cm für jedes Meter Spannweite der Kappengewölbe. In anderen Fällen muss man zu den nächstfolgenden Steinmaßen seine Zuflucht nehmen, also 38 cm, 51 cm u. s. w. anwenden. Für die Abmessungen eines flachen Moniertonnengewölbes, bei dem sich die Spannweite s zur Stichhöhe f wie 10 : 1 verhält, giebt Koenen a. a. O. folgende einfachen Formeln an. Die Dicke des Gewölbes mache man

$$d = \frac{p \cdot s}{k}\left(0{,}617 + \sqrt{0{,}38 + \frac{1}{117} \cdot \frac{k}{p}}\right)$$

und den Eisenquerschnitt nehme man wie für die Monierplatte (S. 162)

$$F = \frac{1}{4} \cdot \frac{k}{k_1} \cdot d.$$

Hierin ist p die Belastung für die Flächeneinheit des Grundrisses, k die zulässige Druckspannung des Zementmörtels und k_1 diejenige des Schmiedeisens.

Bei Kreuzgewölben ist es angängig, noch bis zu 5 m Spannweite 12 cm Wölbstärke anzuwenden und die Stärken und Breiten der Gratbogen dann auf 25 cm festzusetzen. Beträgt die Spannweite mehr als 5 m, so wird man sich sowohl für die Gewölbe als für die Gratbogen der nächst höheren Ziegelmaße bedienen; doch sucht man auch dieses durch Teilung der Räume zu vermeiden.

Klostergewölbe bekommen dieselben Abmessungen wie die Tonnengewölbe. Kuppelgewölbe können im allgemeinen etwas schwächer gehalten werden als Tonnengewölbe von gleicher Spannweite und gleichem Querschnitte.

Um die Standfestigkeit eines Widerlagers bestimmen zu können, muss wieder das Maximum des Horizontalschubes bekannt sein (Abb. 340). Man bestimmt sodann aus diesem Horizontalschube und dem Gewichte G des halben Bogens die durch den Punkt B gehende Resultante W und setzt am Punkte C, d. i. im Durchschnitte dieser Resultante mit der Schwerlinie des Widerlagers den Horizontal-

schub H mit den Gewichten $G + G'$ der Gewölbehälfte und des Widerlagers zur Resultante R zusammen. Es muss alsdann der Durchschnittspunkt D der Kraft R mit der Sohle des Widerlagers mindestens um $^1/_6$ bis $^1/_4$ der Basisbreite von dem äußeren Ende E des Widerlagers entfernt sein. Es muss also für den Drehpunkt E gelten:

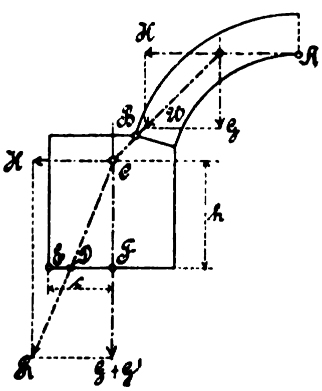


Abb. 340.

$$H.h < (G + G')\,c.$$

Setzt man $DE = x$ und nimmt D als Drehpunkt an, so soll höchstens sein:

$$H.h = (G + G')\,(c - x),$$

wodurch der ersten Bedingung genügt ist und woraus man x bestimmen kann, das erfahrungsgemäß, wie schon bemerkt wurde, zwischen $^1/_6$ bis $^1/_4$ der Basisbreite liegen soll. Nach Vauban muss sein:

$$DF \leqq {}^4/_9\, EF.$$

Durch Aufmauern des Widerlagers und Hintermauern des Gewölbes lässt sich die Stabilität des Widerlagers vergrößern. Ist das Widerlager nicht überall von gleichem Querschnitte, sondern mit Absätzen versehen, so sind die Untersuchungen für jeden neuen Querschnitt, also jeden Absatz, durchzuführen. Außerdem ist übrigens auch hier noch darauf zu achten, dass die vom Gewölbe gedrückten Steine einen guten Verband unter sich haben, da es sonst leicht vorkommen könnte, dass sie vom Gewölbeschube hinausgedrückt würden. Ist S der Druck auf die betreffenden Steine und φ der Reibungskoeffizient, so muss, damit die nötige Festigkeit vorhanden ist, sein:

$$S\varphi > H.$$

Hierin kann wie auch früher bei den Gewölben im Mittel:

$$\varphi = 0{,}74$$

angenommen werden.

Um dies in jedem Falle zu erreichen, kann man die Steinschichten der Widerlager auch gegen die Wagrechte geneigt anordnen.

Die Erhöhung der Standfestigkeit durch etwa hinter der Widerlagsmauer befindliche Erdmassen darf nicht berücksichtigt werden, weil letztere nachgeben können.

Auch für die Widerlager kann man Stützlinien konstruieren und dann die ganze Untersuchung so durchführen, wie wir dies weiter

unten bei Besprechung der Stütz- und Feuermauern noch kennen lernen werden, wodurch sich alle die hier etwa auftauchenden Fragen leicht und sicher beantworten lassen.

Zur Bestimmung der erforderlichen Widerlagsstärke bei Gewölben kann man sich auch verschiedener anderer Verfahren bedienen. Das einfachste ist das von Déran herrührende.

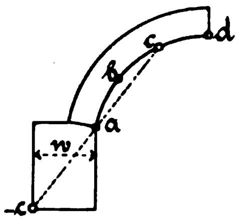


Abb. 341.

Bei Tonnengewölben findet man nach diesem Verfahren die Widerlagsstärke dadurch, dass man die innere Wölblinie des halben Gewölbes in drei gleiche Teile, *ab*, *bc* und *cd*, teilt (Abb. 341), *a* und *c* durch eine Linie mit einander verbindet und diese Linie über *a* hinaus rückwärts verlängert. Auf dieser Verlängerung wird *ac* abgetragen und so in dem gefundenen Schnittpunkte *-c* ein Punkt der äußeren Begrenzung des Widerlagers erhalten, durch welche man nur eine Parallele zur inneren Begrenzung zu ziehen hat.

Eine Horizontale durch den so gefundenen Punkt *-c* gezogen, vollendet ein Rechteck, dessen Höhe die Höhe des Widerlagers angiebt, für welches die gefundene Widerlagsstärke eigentlich gilt. Höhere Widerlagsmauern als solche bis 2,5 m Höhe sind in entsprechendem Verhältnisse und zwar um etwa $^1/_7$ der überschießenden Widerlagshöhe zu verstärken.

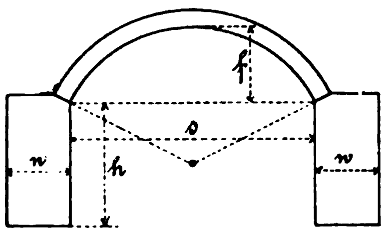


Abb. 342.

Diese Déran'sche Methode giebt die Widerlager meist etwas stärker an, als sie bei gutem Mörtel und guter Arbeit für gute Ziegel erforderlich sind; sie giebt also für die gewöhnlichen Fälle im Hochbau brauchbare Abmessungen. Noch sicherer kann man sich zur Bestimmung der erforderlichen Widerlagsstärke *w* für Tonnengewölbe nach Menzel folgender empirischer Formel bedienen (Abb. 342):

$$w = \frac{s}{8} \cdot \frac{3n - 1}{n + 1} + 0{,}17\,h + 0{,}31 \text{ Meter}$$

hierin bedeutet:

s die Spannweite, *f* die Pfeilhöhe des Gewölbes,
n das Verhältnis der Spannweite zur Stichhöhe,

also

$$n = \frac{s}{f}$$

h die Widerlagshöhe bis zum Kämpfer; alles in Metern.

Bei den Kreuzgewölben handelt es sich hauptsächlich darum, die Stärke der Widerlager in den Ecken zu bestimmen. Hierbei geht man vom Gratbogen aus und bestimmt die Resultante im Eckpfeiler ganz wie bei dem Tonnengewölbe im Widerlager. Für gewöhnlich darf man annehmen, dass eine Stärke der Umfassungsmauern und Widerlagswände ausreicht, wie man sie bei einem Tonnengewölbe bekommen würde, das mit dem Gratbogen gleich mit gespannt ist und dieselbe Wölblinie hat.

Die Stärke der Widerlager bei Klostergewölben kann man zu $^2/_3$ der Widerlagsstärke annehmen, die man einem gleichweit gespannten und mit gleicher Wölblinie versehenen Tonnengewölbe geben würde.

Bei Kuppelgewölben endlich findet man, dass eine ziemlich gleichmäßige Inanspruchnahme der Umfassungswände stattfindet; hier kann deshalb die Widerlagsstärke verhältnismäßig am geringsten angenommen werden. Man sieht bei ihnen die Hälfte der Stärke der Widerlager eines gleichweit gespannten und gleichgestalteten Tonnengewölbes als genügend an.

Die so festgestellten Widerlagsabmessungen sind noch in der früher mitgeteilten Weise auf ihre Standfestigkeit zu untersuchen.

Der Gewölbe kann man sich auch mit Vorteil zur dauernd sicheren Verwahrung oder Abdeckung verlassener Schächte bedienen. Holz, das früher fast ausschließlich hierzu verwendet wurde, ist durchaus unzuverlässig und auch Abbühnungen durch Eisenträger mit Blechbelag und darauf gestürzter Ausfüllung haben sich auf die Dauer nicht als genügend sicher erwiesen. Da die aufgestürzten Haldenmassen für das Tagewasser nicht undurchdringlich sind, so tritt ein Verrosten der Eisenteile ein, die dadurch namentlich an den Auflagerstellen nach und nach zerstört werden und, wie mehrere Beispiele aus jüngster Zeit gezeigt haben, zerbrechen können. Es bleibt daher zur dauernd sicheren Verwahrung solcher Schächte nur ihre volle Ausstürzung übrig oder die Ueberspannung durch Gewölbe oder endlich die Abdeckung durch einen genügend starken Betonkörper, der auch nach Monier mit völlig eingehüllten und so der Einwirkung der Tagewasser entzogenen Eiseneinlagen ausgeführt werden kann. Von diesen Verwahrungsweisen ist für uns besonders die Ueberwölbung von Wichtigkeit.

Dieselbe muss stets unterhalb der Rasensohle der Halde vorgenommen werden, wenn sie dauernd sicher gestellt sein soll. Handelt es sich um die Abdeckung von Schächten mit rechteckigem Querschnitte, so wird man am einfachsten mit flachen Tonnengewölben zum Ziele kommen, während sich zur Abdeckung runder Schächte unter Umständen flache Kuppelgewölbe empfehlen dürften.

Der Baustoff, aus welchem diese Gewölbe herzustellen sind, muss durchaus zuverlässig sein; Bruchsteine und besonders auch Sandsteine, die durch das eindringende Tagewasser aufgeweicht und in ihrer Festigkeit beeinträchtigt werden können, sind daher nicht anzuwenden. Am besten wird sich für solche Deckgewölbe Klinkermauerwerk in Zementmörtel eignen, das 3 bis 4 Stein stark ausgeführt werden muss. Da der Schacht über dem Gewölbe später ausgestürzt und letzteres der Beaufsichtigung entzogen wird, so dürfen die einzelnen Wölbsteine nicht keilförmig zugehauen werden, damit sie ihre feste Oberfläche in keinem Falle verlieren. Nach dem früheren müssen die Gewölbe daher aus einzelnen, je einem Stein starken Gewölbeschalen zusammengesetzt werden, wie dies in Abbildung 312 auf Seite 183 angedeutet wurde. Diese Abbildung zeigt auch, wie die Widerlager bei solchen Schachtabschlussgewölben zur Vereinfachung der Arbeit treppenartig gestaltet werden können. Es ist sehr zu empfehlen, den Rücken dieser Gewölbe durch eine Zementdecke oder eine Schicht Stampfbeton gegen die Angriffe des Tagewassers und das Auswaschen des Mörtels aus den Wölbfugen noch besonders zu sichern.

6. Die Dächer.

Da das Dach eines Gebäudes den Zweck hat, dieses Gebäude nach oben hin vor den Einflüssen von Wind und Wetter zu schützen, so muss es so beschaffen sein, dass es dem Winde mit Erfolg widerstehen kann und die Niederschläge nicht durchdringen lässt, sondern möglichst rasch zum Abflusse bringt. Das Dach muss daher dicht sein und eine gewisse Neigung gegen die Wagrechte haben. Die Dichtheit des Daches und die Neigung desselben hängen von den Stoffen ab, die man zur Abdeckung des Daches verwendet. Diese Stoffe werden auf einer Bretterschalung oder einer Lattung befestigt und die Unterstützung dieser Schalung oder Lattung geschieht durch teils geneigt, teils senkrecht oder wagrecht angeordnete Hölzer, welche in ihrer Vereinigung das Dachwerk oder Dachgerüst bilden. Die Konstruktion der Dachgerüste ist außerdem

von der Grundrissgestalt des zu überdeckenden Gebäudes und von der gewählten äußeren Form des betreffenden Daches abhängig.

Bezüglich der äußeren Form kann man Pult- und Satteldächer von den Walm- und Kuppeldächern unterscheiden. Bei den Pult- und Satteldächern fallen die Dachflächen entweder nur nach einer oder nach zwei entgegengesetzt liegenden Seiten des Gebäudes ab, bei den Walm- und Kuppeldächern dagegen nach mehreren Seiten.

Das Pultdach kommt nur da zur Anwendung, wo eine Langseite des zu überdeckenden Gebäudes an ein Nachbargrundstück stößt und wo das von dem Dache ablaufende Wasser nicht auf dieses Nachbargrundstück laufen darf.

Das Satteldach kommt weitaus am häufigsten zur Ausführung und stellt daher die wichtigste Dachform dar.

Die Satteldächer können einfache und gebrochene, gerade und gekrümmte Dachflächen haben. Bei den gebrochenen Dachflächen sind auf denselben Dachseiten Ebenen verschiedener Neigung miteinander vereinigt.

Bei den Walmdächern sind über allen Umfassungswänden der zu überdachenden Gebäude schräg liegende Dachflächen angeordnet. Die schmalen Seiten eines solchen Daches über rechteckigem Grundrisse nennt man Walmseiten, die langen Seiten Langseiten. Laufen bei einem nicht zu steilen Walmdache über beliebigem Grundrisse alle Dachflächen in eine Spitze zusammen, so nennt man das Dach ein Zeltdach, haben jedoch die Dachflächen einen sehr großen Neigungswinkel, wie dies z. B. bei Kirchtürmen der Fall ist, so heißt das Dach ein Helmdach. Dächer mit gekrümmten Dachflächen, bei denen das ganze Dachgerüste gleichförmig um eine senkrechte Mittelachse angeordnet ist, führen den Namen Kuppeldächer. Die unteren Begrenzungslinien eines Daches nennt man die Trauflinien. Die Linie, in welcher zwei Langseiten eines Daches oben zusammenstoßen, die Firstlinie oder die Firste. Bei einem Dache mit gebrochenen Flächen heißt die Linie, welche durch das Zusammenstoßen der beiden, verschieden geneigten Dachflächen gebildet wird, der Dachsaum. Die Durchdringungslinie der Langseite eines Walmdaches mit der Walmseite nennt man eine Gratlinie oder einen Grat. Die Punkte, in denen die Gratlinien mit der Firstlinie zusammentreffen, führen den Namen Anfalls- oder Einfallspunkte. Sind an einem Dache zurückspringende oder

einspringende Winkel vorhanden, so treten in den Scheiteln derselben sogenannte Kehllinien oder Kehlen auf.

Die zeichnerische Darstellung der Dächer, die Ermittelung der wahren Größe der Dachflächen, Grat- und Kehllinien und die Bestimmung der Neigungswinkel dieser Stücke gegen die Wagrechte nennt man die Dachausmittelung. Dieselbe macht für Pult- und Satteldächer nicht die geringste Schwierigkeit. Bei den Walmdächern nimmt man die Neigungswinkel für alle Dachflächen gewöhnlich gleich groß an und erhält dann bei der Ausmittelung die Horizontalprojektion der Grat-, Kehl- und Firstlinien einfach durch Halbierung der Winkel, welche die Trauflinien an den Ecken des Daches miteinander bilden und durch Ziehen dieser Halbierungs- und der Längsmittellinien. (Abb. 343.) Hierbei entsteht bei nicht parallelen Trauflinien (Abb. 344) ein ansteigender Firsten, den man jedoch soviel als möglich zu umgehen oder beseitigen sucht. Dies

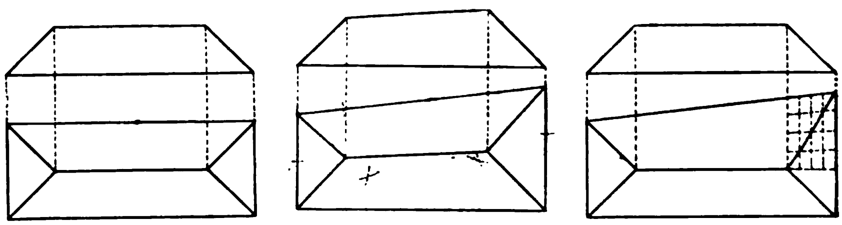


Abb. 343. Abb. 344. Abb. 345.

kann entweder durch Anwendung windschiefer Dachflächen oder durch sogenannte Plattformen geschehen. Bedient man sich der windschiefen Flächen (Abb. 345), so sucht man es so einzurichten, dass nur die hinteren Dachflächen und die, welche man nicht besonders sieht, windschief werden, die übrigen aber eben bleiben. In der Abbildung z. B. sind die Winkel in den beiden unteren Ecken des Grundrisses und in dessen linker oberer Ecke halbiert; dann ist durch den links gelegenen Anfallspunkt eine Parallele zur vorderen Trauflinie gezogen worden. Der Grat zwischen der rechten Walmseite und der windschiefen hinteren Langseite erscheint im Grundrisse als gekrümmte Linie.

Soll eine Plattform zur Ausführung kommen, so erhält man dieselbe im vorliegenden Falle dadurch, dass man durch den tiefsten Einfallpunkt des Firsten eine wagrechte Ebene legt und eine Pyramide von dem Dachkörper abschneidet (Abb. 346). Solche Plattformen werden in Wirklichkeit nicht ganz wagrecht ausgeführt, sondern erhalten eine geringe Neigung.

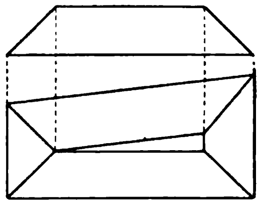


Abb. 346.

Bei weniger einfachen Grundrissformen hilft man sich bei der Dachausmittlung dadurch, dass man sich über dem fraglichen Grundrisse, je nachdem es die verschiedenen Gebäudeflügel und Vorsprünge verlangen, verschiedene Dächer errichtet denkt, die einzeln ausgemittelt werden. Die folgende Skizze (Abb. 347) wird das dabei einzuschlagende Verfahren genügend verdeutlichen. Eine Gratlinie, welche, wie es in der Skizze der Fall ist, sich über den Firsten eines niedrigeren Dachteiles hinaus noch ein mehr oder weniger großes Stück fortsetzt, nennt man einen Dachverfall, der sich, wenn erwünscht, durch Anordnung einer Plattform leicht beseitigen lässt.

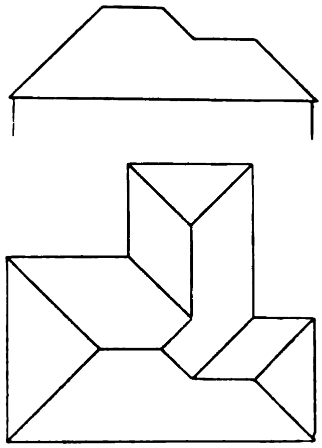


Abb. 347.

Wie schon früher bemerkt wurde, sind Neigungswinkel und Deckungsmaterial von einander abhängig. Ist t die Gesamtspannweite des Daches und h die Höhe desselben, so ist $\frac{h}{t}$ das Neigungsverhältnis oder die Dachrösche. Dies Verhältnis macht man gern gleich $^1/_3$, $^1/_4$ u. s. w. und spricht dann von Dritteldächern, Vierteldächern u. s. w. Ist $\frac{h}{t} = {^1/_2}$, so heißt das Dach ein Winkeldach, weil dann der Winkel zwischen den beiden Dachflächen an der Dachfirste gleich einem rechten Winkel ist. Für mittelgute Ziegel nehme man $h = \frac{1}{2} t$ bis $h = \frac{1}{3} t$, für sehr gute Dachziegel $h = \frac{1}{4} t$ bis $h = \frac{1}{5} t$ und für Schiefer $h = \frac{1}{4} t$ bis $h = \frac{1}{6} t$ an. Für andere Deckstoffe, wie Dachpappe u. s. w. ist $h = \frac{1}{6} t$ ein gutes Maß; Grenzen lassen sich hierbei schwer aufstellen. Dasselbe ist der Fall bei Metalldeckungen; doch wird man gut thun, bei denselben nicht unter $h = \frac{1}{24} t$ herabzugehen.

Im allgemeinen müssen die Dächer freistehender Gebäude flacher als solche von in Reihen eingebauten Häusern sein. Nütz-

lichkeitsbauten, wie Ställe, Scheunen u. s. w. können steilere Dächer als Wohngebäude bekommen.

Bei der Konstruktion eines jeden Daches ist vor allem darauf zu sehen, dass durch das Dachgerüste kein Seitenschub auf die Umfassungswände des zu überdeckenden Gebäudes ausgeübt wird, weil dieser die Standfestigkeit der Wände schwer beeinträchtigen würde; es muss vielmehr darnach getrachtet werden, die Umfassungsmauern nur durch senkrecht nach unten wirkenden Druck in Anspruch zu nehmen. Verschiebungen der einzelnen Teile des Dachwerkes dürfen nach keiner Richtung hin möglich sein. Das Dach soll möglichst wenig Holz erfordern und doch fest genug sein, die auftretenden Belastungen, welche vom Schnee, vom Winde und von der Deckung herrühren, mit Sicherheit tragen zu können.

Der vorhin erwähnte Seitenschub wird durch die in Richtung der Dachschräge liegenden Hölzer, die sogenannten Sparren, auf die Umfassungsmauern ausgeübt und muss, um nicht zur Wirkung gelangen zu können, durch besondere Vorkehrungen aufgehoben werden. Dies erzielt man durch Verknüpfung der unteren Enden je zweier einander gegenüberliegender Sparren mit einem Dachbalken. Es entstehen auf diese Weise gleichgerichtete Gebinde, die die Dachdeckung zu tragen haben. Um das Umfallen dieser Gebinde zu verhindern, verbindet man ferner noch die in einer Reihe liegenden Sparren durch Querhölzer, stützt diese nötigenfalls auf Säulen, welche ihrerseits auf den Dachbalken stehen und macht das Ganze, wenn erforderlich, auch noch durch andere Hilfsstücke, wie Kopf- und Winkelbänder, unverschiebbar. Das genaue Zusammenpassen aller dieser Hölzer, das sogenannte Abbinden des Dachgerüstes, erfolgt auf dem Zimmerplatze, auf der sogenannten Zulage. Das Dach wird dann wieder auseinander genommen, auf das zu bedachende Haus gebracht und hier endgiltig zusammengefügt.

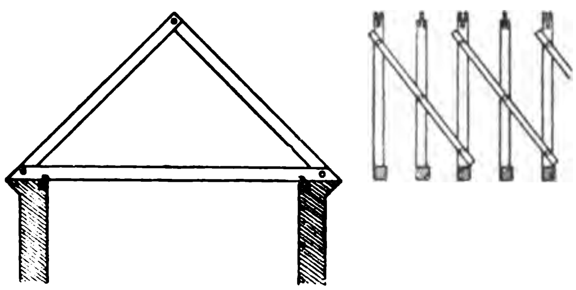


Abb. 348.

Die wichtigsten Dächer sind die Satteldächer, als deren einfachste Konstruktion das einfache Sparrengebinde (Abb. 348) zu erwähnen ist, welches indessen nur solange anwendbar

bleibt, als die Sparrenlänge weniger denn 4,5 m beträgt und die Spannweite das Maß von 6 m nicht überschreitet Um die einzelnen Gebinde gegen das Umkippen zu schützen, nagelt man sogenannte Sturmlatten oder Windrispen schräg unter die Sparren und zwar meist über drei Gebinde hinweg. Die Entfernung der einzelnen Gebinde von einander nimmt man wie die der Dachbalken an, auf denen sie stehen. Die Verbindung mit denselben erfolgt durch schräge Zapfen oder besser durch geächselte Zapfen mit Fersenversetzung oder durch schräges Seitenblatt (Abb. 349). Das Loch für den Zapfen am Sparrenfuße muss wenigstens um 10 cm vom Ende des Dachbalkens zurückstehen, damit der Sparrenschub das Holz vor dem Zapfen nicht hinausdrücken kann und der Sparrenfuß nicht sein Widerlager verliert. Der Knick, welcher hierdurch zwischen Dachdeckung und Dachbalken entsteht, muss dabei durch sogenannte Aufschieblinge (Abb. 350) ausgeglichen werden, das sind keilförmige Holzstücke, die man auf die Sparrenfüße nagelt. Bei einem zurückgesetzten Zapfen mit Fersenversatzung (Abb. 351) und bei dachrecht abgeschnittenen Balkenköpfen ist dies nicht erforderlich, weil die Versatzung den tragenden Querschnitt des Zapfens vergrößert. An ihrem oberen Ende werden die beiden Sparren eines Gebindes durch Scherenzapfen mit einander vereinigt. Alle diese, sowie auch die sonst noch bei Dachgerüsten vorkommenden anderen Verzapfungen, Verblattungen u. s. w. müssen mit eisernen Bolzen, nicht nur mit Holznägeln, noch fester gemacht werden.

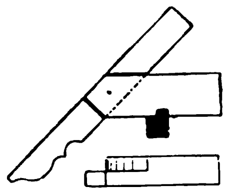


Abb. 349.

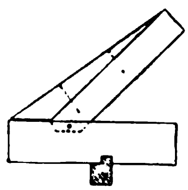


Abb. 350.

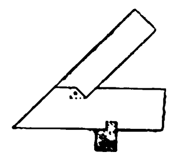


Abb. 351.

Sind die Sparren länger als 4,5 m, so muss man sie zwischen ihren Enden unterstützen Dies geschieht durch Anbringung von sogenannnten Kehlbalken (Abb. 352). Die Verbindung der Sparren mit dem Kehlbalken erfolgt entweder durch schräge Zapfen oder besser durch

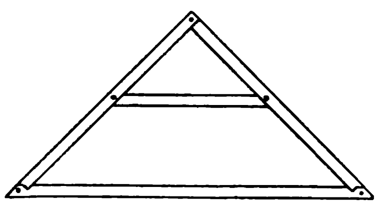


Abb. 352.

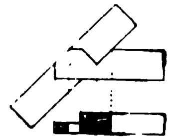


Abb. 353.

schwalbenschwanzförmige Verblattung (Abb. 353.) Bei Anwendung von Kehlbalken kann man das einfache Sparrengebinde bis zu Spannweiten von etwa 7 m benutzen.

Die Abmessungen der Sparren und übrigen Teile des Dachgerüstes hängen von der Länge ab, auf welche sie sich frei selbst zu tragen haben und von den dauernden und wechselnden Beanspruchungen, denen sie mit genügender Sicherheit widerstehen müssen. Für die gewöhnlichen Fälle nimmt man eine Sparrenweite von etwa 1 m an und dann genügen für einfache Schiefer- und Ziegeldächer folgende Erfahrungsregeln: Zur Höhe der Sparren, die rechteckigen Querschnitt haben, nehme man 8 cm und noch soviel mal 2 cm an, als die freitragende Sparrenlänge l Meter hat; als Breite kann man $^3/_4$ des so gefundenen Wertes setzen. Also

$$h \text{ cm} = 8 + l \text{ Meter}; \quad b = {}^3/_4\, h.$$

Die Höhe des Kehlbalkens dagegen mache man

$$h \text{ cm} = 16 + l \text{ Meter}$$

und die Breite gleich der Sparrenbreite.

Es ist zweckmäßig, sich hierbei den in einer Gegend gerade üblichen Bau- und Schnittholzmaßen anzupassen.

Bei den besprochenen Konstruktionen ist der Querverband zwar gut, der Längsverband aber umso mangelhafter, da sich derselbe nur auf den Zusammenhang der Gespärre durch die Lattung oder Schalung beschränkt und auch die erwähnten Sturmlatten nur eine unvollkommene Verbindung ergeben. Zuverlässiger in dieser Hinsicht sind die sogenannten Rahmenhölzer, das sind wagrecht liegende Hölzer, welche sämtlichen Sparren eine Unterstützung gewähren und mit ihnen durch die bekannten Aufklauungen verbunden sind. Diese Rahmen werden vielfach auch Pfetten genannt, wenngleich man unter Pfetten eigentlich etwas anderes zu verstehen hat, wie wir noch sehen werden.

Beträgt die Tiefe des zu überdachenden Gebäudes mehr als 7 m, so werden die Kehlbalken so lang, dass man sie besonders stützen muss. Dies geschieht am einfachsten dadurch, dass man unter den Kehlbalken eine Säule stellt. Hierdurch erhält man einen sogenannten Dachstuhl (Abb. 354). Es geschieht dies Unterstellen von Säulen jedoch nicht bei jedem Gebinde, vielmehr nur bei einzelnen

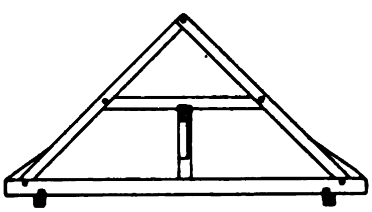


Abb. 354.

derselben. Die Kehlbalken der dazwischen stehenden Gebinde stützt man dann durch einen Rahmen, der auf den erwähnten Säulen ruht. Säulen und Rahmen werden dabei noch durch Kopfbänder in feste, unverschiebbare Verbindung gebracht. Die Gesamtheit der letzterwähnten Hölzer bildet eine sogenannte Stuhlwand. Man spricht nun von einfachen oder mehrfachen Dachstühlen, je nachdem eine einzige oder mehrere Stuhlwände vorhanden sind, und von stehenden oder liegenden Dachstühlen, je nachdem die Stuhlwände senkrecht oder geneigt angeordnet wurden. Diejenigen Gebinde, welche die Stuhlsäulen enthalten, heißen Dachbinder, die übrigen Leergebinde. Die Dachbalken, auf denen Dachbinder stehen, heißen Binderbalken oder Bundbalken, die übrigen nennt man Leerbalken. Die Dachbinder werden gewöhnlich 4 und nicht mehr als 5 m von einander angeordnet, weil sonst die nötigen Verbandhölzer zu stark ausfallen. Die folgenden Skizzen Abb. 355) zeigen den Binder und den Längsschnitt eines doppelt

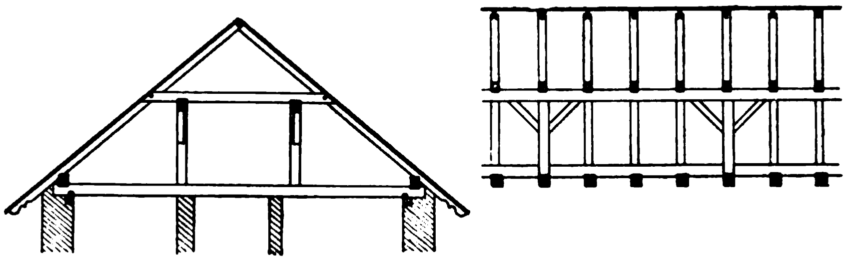


Abb. 355.

stehenden Stuhldaches mit unversenktem Gebälke. Die Rahmen sind mit den Kehlbalken verkämmt. Die Anwendung schräger Zapfen an den Sparrenfüßen ist bei diesen Dachstühlen nicht zu empfehlen, trotzdem sie vielfach vorkommt. Durch diese Zapfen werden die Dachbalken an ihren Enden sehr geschwächt. Deshalb ist es besser, über sämtliche Dachbalken einen sogenannten Fußrahmen oder eine Fußpfette zu legen und mit ihnen zu verkämmen, wodurch auch die Aufschieblinge vermieden werden, während gleichzeitig die Last, welche die Sparren zu tragen haben, mit auf die Leerbalken verteilt wird. Um den Sparrenschub für die Fußpfette weniger wirksam zu machen, empfiehlt es sich in diesem Falle, die Kehlbalken mit den Sparren nicht zu verkämmen, sondern seitlich zu verblatten. Sehr zu empfehlen ist ferner auch die Anwendung eines Firstrahmens oder einer Firstpfette,

welche durch kürzere Säulen, die auf die Kehlbalken gestellt werden, mit den Stuhlsäulen durch Streben zu verbinden ist. Zwischen Firstrahmen und Säulen sind Kopfbänder einzubringen, die wie alle Kopfbänder so angeordnet werden, dass sie etwa 45° gegen den Rahmen geneigt sind und ungefähr ein Meter ausladen.

Häufig lässt man auch die Stuhlwände bis unter die Sparren gehen, sodass diese unmittelbar auf die Rahmen zu liegen kommen. In diesem Falle tritt an die Stelle des Kehlbalkens eine sogenannte einfache oder doppelte Bundzange. Erstere wird mit den Stuhlsäulen und den Sparren seitlich verblattet, letztere umfasst diese Teile von beiden Seiten und wird mit ihnen durch Verkämmung und Verbolzung vereinigt. Den Binder eines solchen Daches zeigt die folgende Skizze (Abb. 356). Ist das Dachgebälk versenkt, sodass die Sparren nicht mit den Balken in unmittelbare Verbindung gebracht werden können, so treten zu den bis jetzt erwähnten Konstruktionsteilen noch der Versenkungsrahmen und die Versenkungssäulen hinzu, welche im Vereine mit den erforderlichen Winkelbändern den sogenannten Kniestock, die Kniewand oder die Drempelwand bilden, ferner die Streben und die Zangen. Die so beschaffenen Dachstühle können sowohl mit Kehlgebälk als auch mit Bundzangen (Abb. 357) ausgeführt werden.

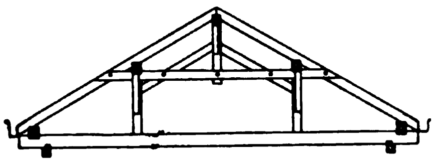


Abb. 356.

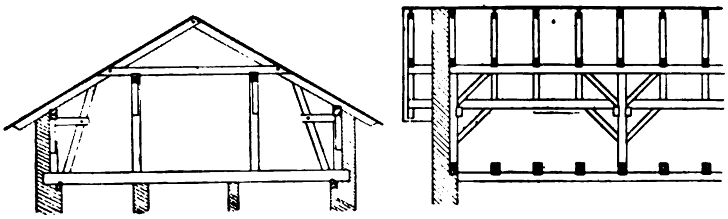


Abb. 357.

Zwischen dem Zapfenloche für die Versenkungssäule und dem Strebenfuße muss etwa 10 cm volles Holz stehen bleiben, damit die Säule nicht durch die Strebe weggedrückt werden kann. Durch diese nahe bei einander liegenden Zapfenlöcher werden die Balkenenden sehr geschwächt und man stellt die Streben deshalb gern auf eine Schwelle oder lässt wohl auch die Kniewand weg und legt nur einen Rahmen auf die Umfassungsmauern des Gebäudes. Hierdurch

erreicht man zugleich den Vorteil, dass der durch die Strebe auf den Dachbalken ausgeübte Druck besser von der Mauerlatte aufgenommen wird (Abb. 258).

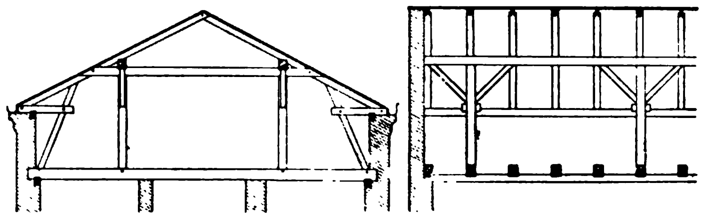


Abb. 358.

Es ist zweckmäßig, die Stuhlsäulen über vorhandene Zwischenmauern oder doch in deren Nähe zu stellen. Wo dies nicht möglich ist, muss man, um die Binderbalken nicht zu stark zu belasten, quer über mehrere nebeneinander gelegene Balken Schwellen aufkämmen, auf welche dann erst die Säulen zu stellen sind. Sind die Säulen dabei sehr lang, so empfiehlt es sich, dieselben mit den Schwellen durch den Kopfwinkelbändern entsprechende Fußwinkelbänder zu vereinigen.

Bei den liegenden Dachstühlen werden die Balken weniger in Anspruch genommen als bei den stehenden, denn bei ihnen liegen die Stuhlsäulen schräg und stützen sich daher mehr auf die Balkenenden. Sie gewähren auch einen freieren Bodenraum. Trotz dieser Vorzüge werden liegende Dachstühle verhältnismäßig selten angewendet, weil sie meist sehr viel Holz erfordern und ziemlich schwierig auszuführen sind. Es mag deshalb genügen, hier die Skizze zweier der einfachsten liegenden Dachstühle mitzuteilen.

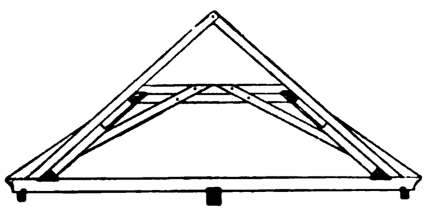


Abb. 359.

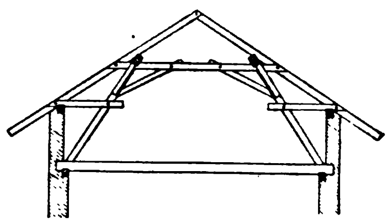


Abb. 360.

Die erste (Abb. 359) stellt einen liegenden Kehlbalkendachstuhl mit unversenktem Gebälk dar. Die Stuhlsäulen sind auf Schwellen oder Fußpfetten gestellt und liegen unmittelbar unter den Sparren. Zwischen ihre Kopfenden ist ein Spannriegel eingezogen, der

unmittelbar unter dem Kehlbalken liegt. Stuhlrahmen und Stuhlsäulen sind durch Kopfwinkelbänder verbunden, während über Kehlbalken und Spannriegel sogenannte **Jagdbänder** gelegt sind, die sich unten gegen die Stuhlsäulen stemmen. Mit ersteren sind sie verblattet, mit letzteren verzapft.

In der zweiten Skizze (Abb. 360) ist ein liegender Dachstuhl ohne Kehlgebälk, aber mit Bundzange dargestellt. Bei leichteren Dachwerken können hier die Jagdbänder weggelassen werden. Die Stuhlsäulen sind gleichzeitig Versenkungsstreben.

Den einfachen Dachstuhl benutzt man bei Spannweiten von 7 bis 10 m, den doppelten bei solchen von 10 bis etwa 14 m. Für Spannweiten von 14 bis 20 m führt man wohl auch noch dreifachstehende Stühle aus oder Vereinigungen von einfach stehenden mit doppelt liegenden. Indessen ist es zweckmäßiger, wenigstens für solche Dächer, wie sie in der Praxis der Berg- und Hüttenleute vorkommen, hier bereits Binderkonstruktionen aus Holz und Eisen oder ganz aus Eisen anzuwenden, weil alle jene Stühle sehr viel Holz erfordern und schwer und teuer sind. Die Dachstühle ohne Kehlgebälk sind besonders für flache Dächer geeignet.

Was nun die Abmessungen der bei diesen Dachstühlen außer zu den Sparren verwendeten Hölzer betrifft, so benutzt man im allgemeinen auch hierbei mit Vorteil die Erfahrungsregel, die früher schon mitgeteilt worden ist:

$$h \text{ cm} = 16 + l \text{ Meter}.$$

b nimmt man entweder $= {}^3/_8\, h$ oder $= {}^3/_4\, h$ oder $= h$, je nachdem das Holz einen rechteckigen oder quadratischen Querschnitt erhalten muss. Man mache im besondern die Stuhlsäulen quadratisch, also $b = h$, ferner die Stuhlrahmen rechteckig, h nach der Formel und $b =$ der Stuhlsäulendicke. Sind Winkelbänder vorhanden, so ziehe man, um die in die Formel einzusetzende Länge l zu erhalten, die Ausladungen der Winkelbänder von der Gesamtrahmenlänge zwischen den Säulen ab.*) Die Abmessungen der Spannriegel werden ebenso bestimmt. Bei den Kehlbalken und Bundzangen ist als freie Länge die Entfernung zwischen Stuhlrahmen und Sparren oder die größte Entfernung zwischen zwei Stuhlrahmen als l in die Formel einzusetzen. Bei der doppelten Bundzange macht man:

$$b = \frac{3}{8} h.$$

*) Vgl. Abb. 216 S. 131.

Der Versenkungsrahmen erhält nur $^3/_4$ (16 + l Meter) zur Höhe aber wenigstens 12 cm zur Breite. Die Versenkungssäulen und Streben, sowie die Winkelbänder macht man durchschnittlich 16 cm im Quadrat stark. Die einfache Versenkungszange erhält meist 16 cm zur Höhe und 12 cm zur Breite, die doppelte $h = 16$ cm, $b = 8$ cm. Alle die besprochenen Dachstühle setzen, wie schon erwähnt wurde, eine Unterstützung der Dachbalkenlage durch Zwischenmauern oder Unterzüge voraus. Ist eine solche nicht vorhanden, so benutzt man Hänge- oder Sprengwerke, um die Dachbalken durch die Dachgerüste nicht zu sehr zu belasten.

Bei den Hängewerkskonstruktionen handelt es sich bekanntlich um die Übertragung des Balkengewichtes und der auf dem Balken ruhenden äußeren Belastungen auf die den Balken an seinen Enden unterstützenden Mauern. Man erreicht dies dadurch, dass man den Balken in einem oder mehreren Punkten an die Säulen eines mit ihm in gleicher Saigerebene errichteten Hängewerkes aufhängt. Die hierbei angewendeten Säulen, die auf Zug beansprucht werden, nennt man Hängesäulen, die schrägliegenden Hölzer, welche die Säulen stützen, Streben und die bei Hängewerken etwa vorkommenden, zwischen die Säulen gespannten, wagrecht liegenden Hölzer Spann- oder Brustriegel. Je nach der Anzahl der Säulen unterscheidet man einfache, doppelte und mehrfache Hängewerke oder Hängeböcke. Bei Dachbauten wendet man

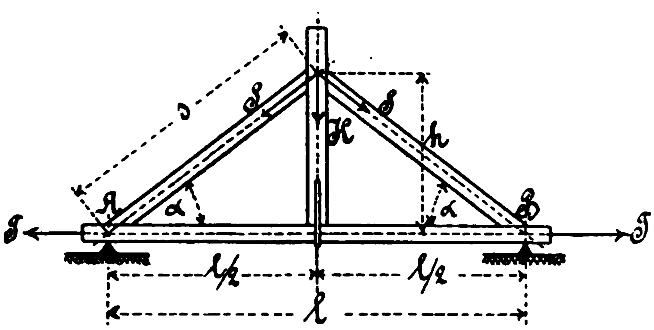


Abb. 361.

übrigens selten mehr als zwei Hängesäulen an. Folgende Skizzen zeigen ein einfaches (Abb. 361) und ein doppeltes (Abb. 362) Hängewerk. Die in diesen Zimmerwerken durch die Belastungen hervorgerufenen, in Richtung der Mittellinien wirkend gedachten Spannkräfte der einzelnen Teile bestimmen sich in folgender Weise.

Ist der Balken gleichmäßig mit der Last Q belastet und bei A und B frei aufgelegt, so ist:

beim einfachen Hängewerke:

$$H = \frac{5}{8} Q \qquad S = \frac{5}{16} \cdot \frac{Q}{\sin \alpha} = \frac{5}{16} \cdot \frac{Q \cdot s}{h}$$

$$T = \frac{5}{16} \cdot \frac{Q}{\tan \alpha} = \frac{5}{32} \cdot \frac{Q \cdot l}{h}.$$

Wird der Balken in der Mitte durch eine Einzellast P beansprucht, so ist:

$$H = P \qquad T = \frac{P}{4} \cdot \frac{l}{h} \qquad S = \frac{P}{2} \cdot \frac{s}{h}.$$

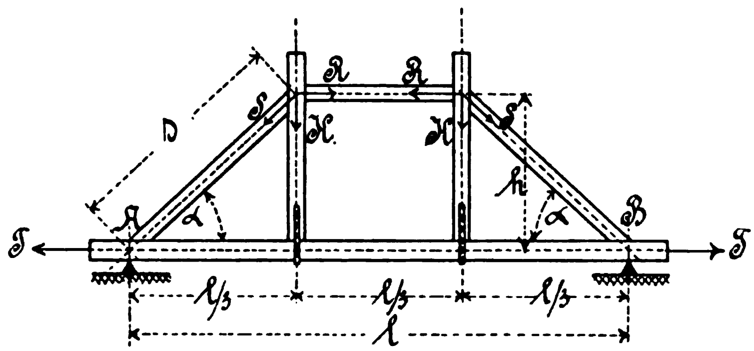


Abb. 362.

Beim doppelten Hängewerke hat man, wenn $l_1 = l_2 = l_3$ bei gleichförmig verteilter Last Q:

$$H = \frac{11}{31} Q \qquad S = \frac{11}{30} \cdot \frac{Q}{\sin \alpha} = \frac{11}{30} \cdot \frac{Q \cdot s}{h}$$

$$T = R = \frac{11}{30} \cdot \frac{Q}{\tan \alpha} = \frac{11}{90} \cdot \frac{Q l}{h}.$$

Ist der Balken durch zwei Einzellasten P beansprucht, so wird:

$$H = P \qquad T = \frac{P}{3} \cdot \frac{l}{h} \qquad S = \frac{Ps}{h} \qquad R = \frac{P}{3} \cdot \frac{l}{h}.$$

Als vorteilhafteste Neigung der Streben gegen die Wagrechte sieht man den Winkel $\alpha = 30^0$ bis $\alpha = 45^0$ an; Grenzen für denselben sind 25^0 und 60^0. Die Tragkraft des an seinen beiden Enden frei aufliegenden Balkens verhält sich zu der des einfach aufgehangenen, wie 1 : 6 und zu der des doppelt anfgehangenen, wie 1 : 15.

Die hölzernen Hängewerkssäulen kann man auch durch eiserne Zugstangen ersetzen, die zum Nachziehen eingerichtet sind. Die Ausführbarkeit des Nachziehens ist bei Dächern durchaus notwendig.

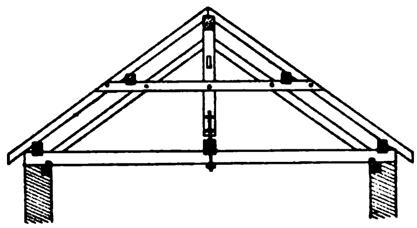


Abb. 363.

Will man Hängewerke bei Dachkonstruktionen anwenden, so ersetzt man die Stuhlsäulen durch Hängewerkssäulen, man ordnet also Hängewerke nur an den Bundstellen an. Die Abbildungen 363 und 364 zeigen zwei Dachkonstruktionen mit einfachen Hängeböcken. Die Hängewerksstreben dürfen nicht verblattet, überhaupt nicht eingeschnitten werden. Alle Teile, welche mit ihnen in Berührung kommen, sind daher als Doppelzangen auszubilden. Die einzelnen Balken werden durch einen Unter- oder einen Oberzug gehalten, welch letzterer mit jedem der Balken durch Schraubenbolzen verbunden ist. Derselbe liegt entweder unter der Hängesäule oder neben derselben. Die Hängewerkssäule reicht bis zum Dachfirsten und trägt daselbst einen Firstrahmen. Um die Sparren innerhalb ihrer freien Länge nochmals stützen zu können, bedient man sich einer Doppelzange, auf welche Zwischen- oder Mittelrahmen aufgekämmt werden. Diese Doppelzange wird mit der Hängewerkssäule verschraubt. Winkelbänder dienen dem Ganzen zur Versteifung. Die Verbindung der einzelnen Teile geschieht durch Verzapfung mit Versatzung; es empfiehlt sich, die sämtlichen Verbindungsstellen durch aufgeschraubte Eisenschienen noch besonders zu sichern.

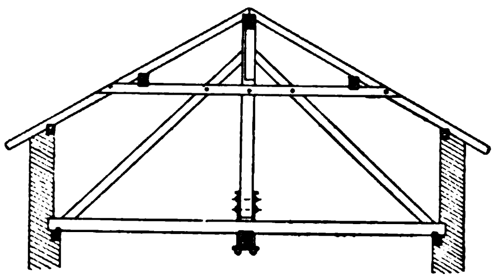


Abb. 364.

Bei den Verbindungen am oberen Ende der Hängesäulen ist darauf zu sehen, dass (Abb. 365) die Entfernung *h* von der Stirnfläche der Versatzung bis zum Firstenrahmen, der Kopf der Hängesäule nicht zu gering, sondern wenigstens gleich der Breite *b* der Säule gemacht wird. Von Wichtigkeit ist ferner die Verbindung der Hängesäule mit dem Oberzug und dem Dachbalken. Diese Verbindung kann zwar auf verschiedene Art erfolgen, es ist aber stets

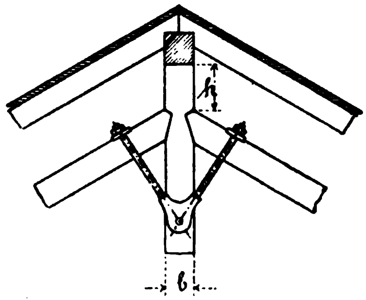


Abb. 365.

zweckmäßig, sie nachstellbar zu machen. Man lässt dabei zwischen Säule und Balken oder Oberzug einen Zwischenraum von etwa 2 cm, wodurch es ermöglicht wird, dass bei etwaiger Senkung der Hängesäule und der Balkenmitte diese durch das Anziehen der Schrauben an den Hängeeisen wieder in ihre richtige Lage gebracht werden können (Abb. 366 und 367).

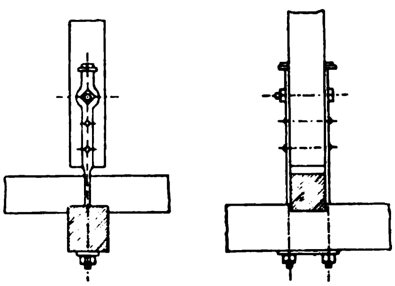


Abb. 366.

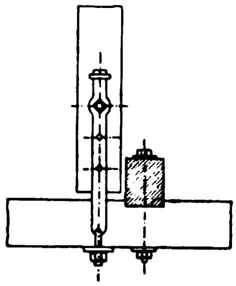


Abb. 367.

Die Dachbalken werden mit den zu ihrer Stützung dienenden Ober- oder Unterzügen durch Mittel- oder Kreuzkamm verkämmt; an einem Oberzuge müssen sie außerdem durch eiserne Bolzen aufgehängt werden. Bei einigen Dachgerüsten ist man genötigt, die Hängesäulen als Doppelsäulen zu konstruieren (Abb. 368). Diese Verdoppelung erfolgt dabei stets in der Längenrichtung des Daches und die beiden Hälften der Säulen werden durch Bolzen mit einander verbunden, hie und da auch wohl verschränkt oder verdübelt. Zwischen denselben stoßen die Köpfe der Streben ohne weitere Verbindung aneinander. Es ist jedoch empfehlenswert, zwischen diese Köpfe dünne Blechtafeln einzulegen, damit sich die Hölzer gegenseitig nicht zerdrücken können.

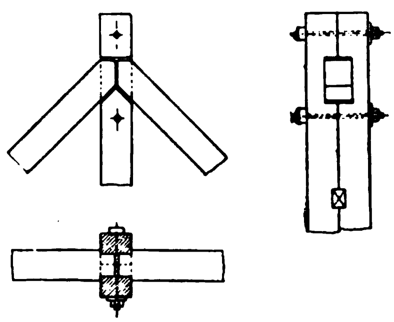


Abb. 368.

Eine Dachkonstruktion mit doppeltem Hängewerke ist in der Abbildung 369 dargestellt. Es ist hierbei gebräuchlich, die Entfernung der Mitten der Oberzüge von einander zu 0,4 der ganzen Spannweite anzunehmen und die Hängesäulen nach innen zu stellen, Auch bei diesen Hängewerken kann man die Säulen doppelt ausführen. An der Verbindungstelle des Spannriegels mit der Hängesäule ist darauf zu achten, dass sich die Mittellinien sämtlicher hier zusammenstoßender Hölzer in einem Punkte schneiden.

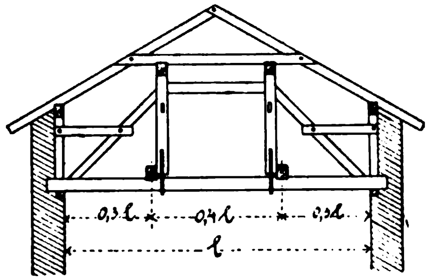
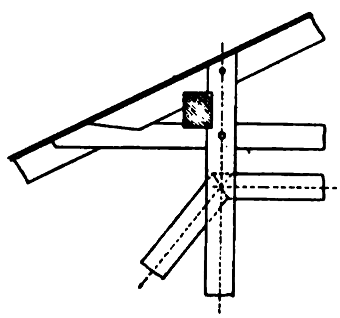


Abb. 369.

Von Vorteil ist es ferner, die Hängesäule bis zum Sparren hinaufgehen zu lassen, das Dach also mit Bundzange auszuführen (Abb. 370).



Abbb. 370.

Die Abmessungen der Hängewerksstreben und Säulen bestimmt man für die gewöhnlichen Fälle ebenfalls nach der schon mehrfach erwähnten Erfahrungsformel:

$$h \text{ cm} = 16 + l \text{ m}, \quad b = {}^3/_4\, h,$$

wobei man unter l die größte freie Länge der Strebe, bis zur Bundzange gemessen, versteht. Die Säulen werden wie die Stuhlsäulen bestimmt. Auch bezüglich der Spannweiten, für welche man die Hängewerksdächer benutzt, gilt das früher Gesagte.

Sprengwerke werden bei Dachkonstruktionen verhältnismäßig selten angewendet, weil bei ihnen die nach unten gerichteten Streben die Umfassungsmauern zu stark beanspruchen. Dieselben üben auf die letzteren einen Druck oder Schub T aus, der in einigen Fällen durch eine Eisenstange aufgehoben werden kann.

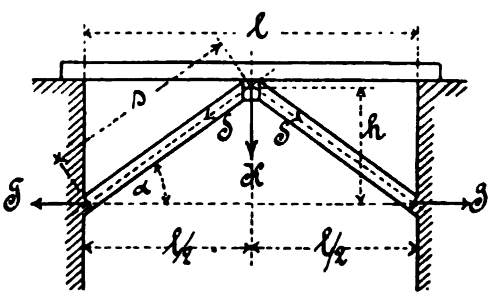


Abb. 371.

Die folgenden beiden Skizzen zeigen ein einfaches (Abb. 371) und ein doppeltes

(Abb. 372) Sprengwerk. Für beide gelten bezüglich der in den einzelnen Konstruktionsteilen auftretenden Spannkräfte dieselben Formeln, die bei den Hängewerken mitgeteilt wurden

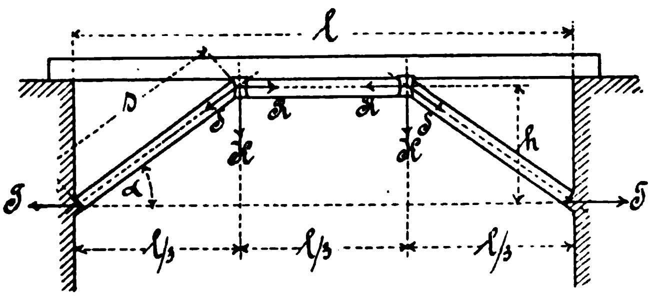


Abb. 372.

Man ordnet die Sprengwerke unter den Binderbalken der Dächer an und stützt die Leergebinde, wenn erforderlich, durch Unterzüge.

Bei leichteren Sprengwerken werden die Streben unmittelbar mit dem Unterzuge durch Aufklauungen und mit Hilfe von Krampen verbunden (Abb. 373), bei schwereren Konstruktionen dagegen legt man zwischen Unterzug und Streben gusseiserne Kappen ein (Abb. 374), welche die Holzteile vor gegenseitigem Zerdrücken schützen. Da wo sich die Streben gegen die Umfassungsmauern

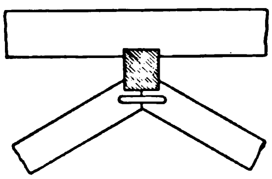


Abb. 373.

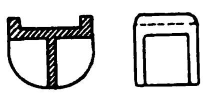


Abb. 374.

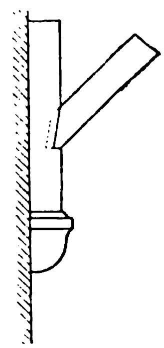


Abb. 375.

stemmen, sollte man stets eine Säule zwischen Mauer und Strebenfuß einlegen (Abb. 375), die den Strebenschub aufnimmt und auf eine größere Fläche verteilt. Häufig jedoch stützen sich die Strebenfüße unmittelbar gegen das Mauerwerk und nur dann und wann findet man besondere festere Steine zur Aufnahme des Strebenfußes vorgesehen.

Außer den unter den Bindern liegenden Sprengwerken kommen solche fast nur in Vereinigung mit Hängewerken bei Satteldächern

zur Anwendung, bei denen die Dachbalken fehlen und ein sogenanntes offenes Dachgespärre vorhanden ist. In Abbildung 376 ist der Binder eines Daches dargestellt, bei dem ein einfaches Hängewerk mit einem einfachen Sprengwerk vereinigt ist, sodass ein sogenanntes Hängesprengwerk entsteht. Der Sparrenschub wird hierbei durch eine doppelte Bundzange aufgehoben.

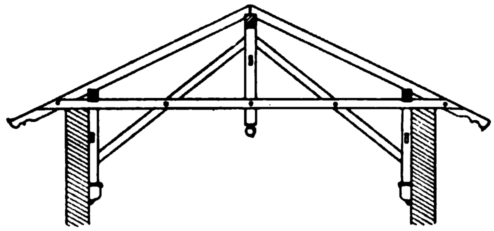


Abb. 376.

Zu den Sprengwerksdächern werden auch die sogenannten Hallendächer (Abb. 377) gezählt, die besonders bei offenen Hallen zur Ausführung kommen. Bei diesen Dächern wird der Sparren- und Strebenschub durch eine passende Verknüpfung der Hölzer aufgehoben. Diese Verknüpfung geschieht in den sogenannten Knotenpunkten.

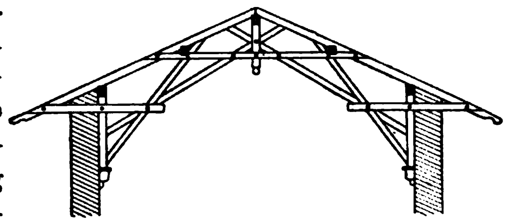


Abb. 377.

Zur Überwindung großer Spannweiten bedient man sich auch gekrümmter Sparren, der Bohlen- und Brettersparren, die dann als Hauptträger für die ganze Dachkonstruktion dienen und das übrige Sparrenwerk tragen. Die Zusammensetzung der Bohlensparren (Abb. 378) geschieht aus zwei oder mehr Lagen von kurzen, nach einem bestimmten Bogen zugeschnittenen Bohlenstücken in der Weise, dass die vorhandenen Stöße stets durch volles Holz gedeckt werden. Die Brettersparren (Abb. 379) bestehen aus mehreren Lagen von dünnen Brettern, die

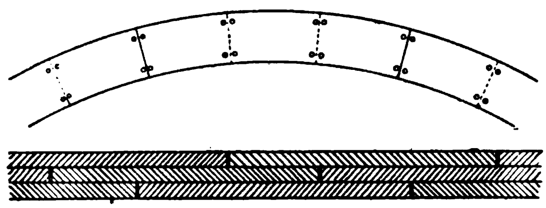


Abb. 378.

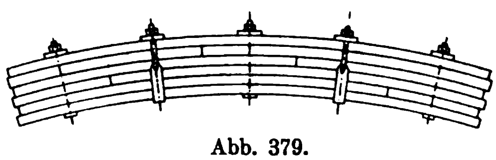


Abb. 379.

auf die flache Seite gelegt sind und von eisernen Bändern und Bolzen zusammengehalten werden.

Die Bohlensparren finden auch bei den Dächern mit gekrümmten Dachflächen Verwendung, wo sie die Dachdeckung oder die Dachhaut unmittelbar aufnehmen und tragen.

Bei Konstruktion der Satteldächer mit gebrochenen Dachflächen und der Plattformdächer ist an der Stelle, wo die beiden verschieden geneigten Dachflächen zusammenstoßen, ein Zwischengebälk einzulegen, dessen Balkenköpfe den Dachsaum bilden (Abb. 380). Auch diese Dächer können mit oder ohne Kniestock ausgeführt werden. Die Plattformdächer unterscheiden sich hiervon nur durch die geringe Neigung der oberen Dachflächen. Die auf dem Zwischengebälk stehenden Sparren kommen dann in Wegfall und können durch sehr flache Aufschieblinge ersetzt werden.

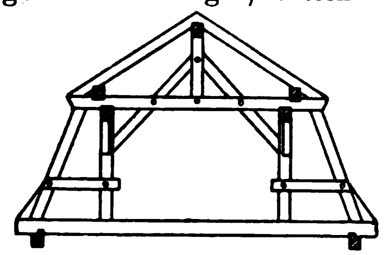


Abb. 380.

Wie bei den Balkenlagen kommen auch bei den Dachflächen Durchdringungen durch Schornsteine vor, sodass man auch die Dachsparren unter Umständen auswechseln muss, doch sucht man dies nach Möglichkeit zu vermeiden.

Die bisher besprochenen Dächer waren sämtlich Sparrendächer Die Dächer können aber auch als sogenannte Pfettendächer ausgeführt werden. Diese Pfettendächer unterscheiden sich von den Sparrendächern dadurch, dass die Hölzer, auf welche die Unterlage für die Dachdeckung kommt, nicht in der Richtung der Dachrösche, wie die Sparren, sondern parallel mit der Trauflinie liegen. Diese Hölzer heißen Pfetten; sie werden auf untergelegten Hölzern, sogenannten Streben befestigt, die wie die Sparren schräg gestellt sind und senkrecht auf der Trauflinie stehen. Die Streben sind nur in den Bundstellen anzuordnen und stellen im Vereine mit den sie stützenden Gegenstreben und den darunter liegenden Dachbalken die Dachbinder dar (Abb. 381). Die Streben werden, wie die bereits früher besprochenen anderen Streben und Stuhlrahmen berechnet. An Stelle der Gegenstreben, die in der Mitte der Hauptstreben, recht-

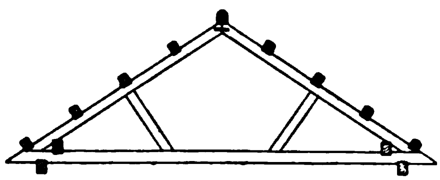


Abb. 381.

winklig zu diesen aufgestellt werden, kann man auch jede beliebige andere Stützung ausführen. Die Entfernung der Pfetten von einander beträgt 0,8 bis 1,2 m, im Mittel also 1 m. Die Abmessungen der Pfetten bestimmt man ebenfalls nach den früher mitgeteilten Erfahrungsregeln. Die Pfetten werden mit den Strebenhölzern verkämmt und stützen sich häufig gegen kleine aufgenagelte Knaggen. In manchen Fällen zieht man durch Strebe und Pfetten schwache Schraubenbolzen und dann können die Knaggen unter Umständen weggelassen werden. Die Firstpfette wird auf ihrer oberen Seite den beiden Dachflächen entsprechend abgeschrägt Das Pfettendach findet bei Ziegeleindeckungen keine Anwendung, sondern nur bei Schiefer auf Schalung, Dachpappe, Metall u. s. w.

Alle bisher betrachteten Konstruktionen sind mit zweckentsprechenden Aenderungen auch für Pultdächer (Abb. 382 u. 383)

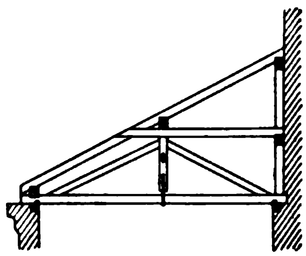


Abb. 382.

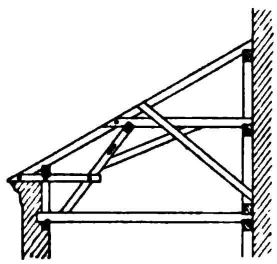


Abb. 383.

zulässig, denn ein Pultdach ist nichts anderes, als ein halbes Satteldach. Bei der Konstruktion der Pultdächer kommt es vor Allem darauf an, den Druck oder Schub gegen die Rückwand unschädlich zu machen, was durch die sogenannten Strebenbänder erreicht wird. Die hohe Rückwand dieser Dächer wird meist als vollständige Fachwand ausgeführt, gegen deren Rahmen sich die Sparren stützen. Das Strebenband vereinigt die Säulen dieser Wand mit den Sparren. Pultdächer können mit oder ohne Kniestock ausgeführt werden. Haben sie große Spannweite, so hängt man die Dachbalken in bekannter Weise auf. Die Abmessungen der Dachhölzer bestimmt man nach den für die Satteldächer mitgeteilten Erfahrungsregeln.

Die Säge- oder Sheddächer (Abb. 384) sind aus einer beliebigen Anzahl unsymmetrischer Satteldächer oder Pultdächer zusammengesetzt, deren eine Seite große Fenster enthält. Diese Fenster stellt man nach Norden. Als zweckmäßigste Neigung hat sich für die kleinere, die Fenster enthaltende Dachfläche 60°, für

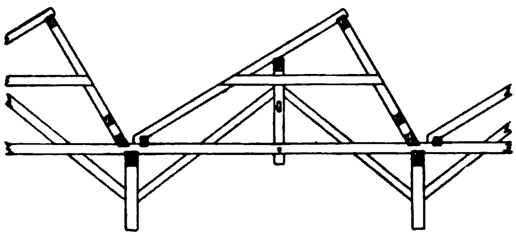


Abb 384.

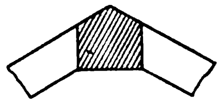
die größere 30° herausgestellt. Übliche Spannweiten sind 5 bis 8 m. Bei den geringeren Spannweiten braucht der wagrechte Bundbalken, welcher die Dächer trägt, nicht an die Streben aufgehangen zu werden. Bezüglich der Binderweite und der Holzabmessungen kann man sich ganz nach dem bei den Satteldächern Gesagten richten. Der Bundbalken wird da, wo zwei Dächer zusammenstoßen, durch hölzerne oder eiserne Säulen gestützt; wo dies nicht möglich ist, kann man auch Unterzüge anwenden. Die Stelle zwischen zwei Dächern, welche leicht undicht werden kann, muss sehr sorgfältig behandelt werden. Diese Sägedächer sind besonders zur Ueberdachung von großen Werkstatträumen geeignet.

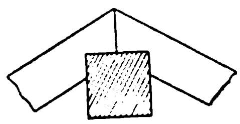
Walmdächer sind bekanntlich solche Dächer, welche keine bis zum First emporgehenden Giebelwände haben, sondern auch auf den Giebelseiten mit Traufen versehen sind. In der Regel erhalten die Walmseiten des Daches dieselbe Neigung wie die Langseiten. Es ist dies zwar nicht unbedingt nötig, aber sehr empfehlenswert, da durch diese Anordnung die ganze Konstruktion einfacher und leichter ausführbar wird. Sämtliche bisher besprochenen Sattel- und Pultdächer können als Walmdächer konstruiert werden; doch eignen sich besonders die Stuhldächer hierzu und die meisten Walmdächer sind daher Stuhldächer. Bei den Dächern mit unversenktem Gebälke sind an den Walmseiten in die Dachbalkenlagen Stichbalken einzulegen, wie dies bei Besprechung der Dachbalkenlagen bereits erläutert wurde*). In diese Stichbalken werden die Sparrenfüße der Walmseite eingesetzt. Bei Dächern mit versenktem Gebälke dagegen sind nur unter den Gratsparren Stichbalken erforderlich. Unter jeden Anfallspunkt eines Walmdaches kommt ein sogenanntes Anfallsgebinde. Die Konstruktion zwischen den beiden Anfallsgebinden bietet nichts Neues, so dass hier nur von den Walmen selbst, d. h. von den Teilen des Daches, die außerhalb der Anfallsgebinde liegen, gesprochen zu werden braucht. Es ist wünschenswert, aber nicht durchaus notwendig, dass das Anfallsgebinde auch zugleich ein Bundgespärre sei. In den Fällen jedoch, in denen

*) S. 129. Abb. 213.

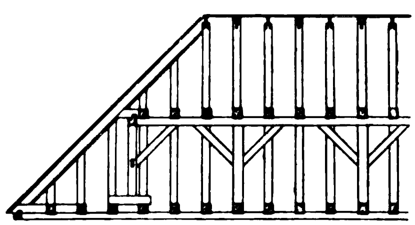
eine mittlere Stuhlwand vorhanden ist, wird das Anfallsgebinde stets als solches behandelt. Bei den Walmen sind zunächst die in der Richtung der Gratlinien anzuordnenden Gratsparren zu erwähnen, welche stets 20 bis 24 cm hoch und 15 bis 18 cm breit gemacht werden. Von der Gratlinie aus werden die Gratsparren nach beiden Seiten den anschließenden Dachflächen entsprechend abgedacht.

Die Gratsparren sind Teile eines halben Dachgebindes, da ihnen die Gegensparren fehlen. Sie lehnen sich mit ihren Köpfen gegeneinander und gegen das Anfallsgebinde. Alle Sparren der Längsseiten außerhalb der Anfallgebinde, sowie die Sparren der Walmseiten, höchstens mit Ausnahme des etwa vorhandenen Mittelsparrens reichen nicht bis zur Firstlinie, sondern laufen gegen die Gratsparren aus, werden hier angeschiftet und heißen deshalb Schiftersparren oder Gratschifter. Sie werden stumpf gegen die Gratsparren gestoßen (Abb 385) und angenagelt. Bei leichteren Dachwerken werden die Schifter auf die Gratsparren wohl auch nur aufgeklaut (Abb. 386). Für gewöhnlich lässt man die Schifter der Walmseite und die der Langseite symmetrisch gegen den Gratsparren stoßen, doch ist dies nicht unbedingt nötig. Der einzige Sparren auf der Walmseite, welcher unter Umständen die gleiche Länge mit den Sparren auf den Langseiten bekommt, ist der schon erwähnte Mittelsparren, welcher nach dem Anfallspunkte zu gerichtet ist. Es ist aber gut, auch diesen Mittelsparren nicht bis an den Anfallspunkt herangehen zu lassen, sondern an die Gratsparren anzuschiften oder gegen einen zwischen die Gratsparren gespannten Wechsel zu stützen.


Abb. 385.


Abb. 386.

Jeder Gratsparren ist an der Stelle, wo ein Stuhlrahmen ihn trifft durch eine Säule zu unterstützen. Beträgt die Entfernung zweier solcher Stützpunkte des Rahmens mehr als 4,5 m in Richtung der Walmseite gemessen, so ist auch noch eine Säule in der Mitte aufzustellen. Das etwa vorhandene, rechtwinklig zu dem Anfallsgebinde liegende mittlere


Abb. 387.

Halbgebinde der Walmseite, welches nach dem Anfallspunkte gerichtet ist, wird in der Regel der Hälfte eines Bundgespärres gleich gemacht. Die beigefügte Abbildung 387 stellt ein Walmdach dar, dem ein doppelt stehender Stuhl zu Grunde gelegt ist.

Es ist zweckmäßig, bei Walmdächern einen Firstrahmen anzuwenden, weil dieser wesentlich zur Festigkeit der ganzen Konstruktion beiträgt. Bei Dächern mit mittlerer Stuhlwand ist der Firstenrahmen an und für sich schon vorhanden, bei anderen Dachstühlen setzt man, um einen solchen Rahmen anwenden zu können, auf die Kehlbalken des doppelt stehenden oder liegenden Stuhles noch kleine Säulen auf, welche dann den Firstenrahmen tragen. In nebenstehender Skizze (Abb. 388), welche ein Walmdach mit doppelt stehendem Stuhle und versenktem Gebälke darstellt, ist dies angegeben.

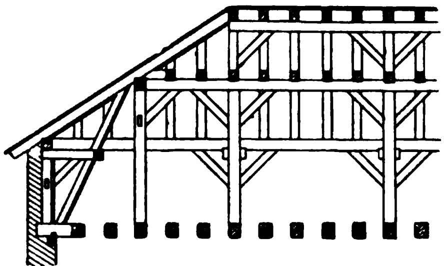


Abb. 388.

Bei Dachkehlen ist die Konstruktion und Ausmittelung ganz ähnlich wie bei den Dachgraten durchzuführen. Der in die Kehle kommende Sparren heißt ein Kehlsparren. Derselbe dient zur Aufnahme der unteren Enden der Kehlschiftersparren. Der Querschnitt des Kehlsparrens ist entweder ein Rechteck (Abb. 389) oder bei sehr flachen Dächern ein Fünfeck mit einem einspringenden Winkel (Abb. 390). Im letzteren Falle werden die Schifter durch Zapfen mit dem Kehlsparren verbunden, bei rechteckigem Sparrenquerschnitte dagegen durch Nagelung. Derartige Konstruktionen mit Dachkehlen kommen besonders bei Dachfenstern, Austritten und Vorbauten, deren Firstlinien rechtwinklig zur Hauptfirstlinie des Gebäudes gerichtet sind, vor. Ein Beispiel für solch einen Austrittsbau zeigt Abbildung 391.

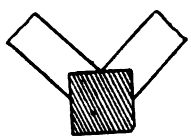


Abb. 389.

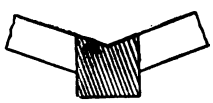


Abb. 390.

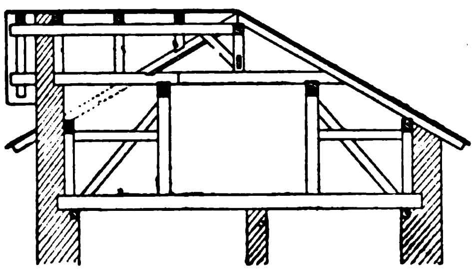


Abb. 391.

Ist an einem Gebäude eine schmale, etwa bis 30 cm

breite Vorlage vorhanden, so umgeht man die Grat- und Kehlsparren durch die früher erwähnten Aufschieblinge, auf welche man dann unmittelbar die Schalung bringt.

Bei den Zeltdächern und den Helmdächern sind die Dachflächen sämtlich Walmflächen. Die Spitze, in welcher dieselben zusammenstoßen, stützt man gern durch eine von unten durchgehende Säule, welche man Helmstange nennt. Die Gratsparren werden in diese Säule eingezapft. Die Sparren der einzelnen Walmseiten sind senkrecht gegen die Trauflinien zu richten. Ist die Anzahl der Trauflinien groß, so empfiehlt es sich, das Dach als Pfettendach auszuführen. Die Pfetten werden dann auf die Gratsparren aufgekämmt und mit Nägeln oder Bolzen befestigt. Ist die unterste Pfette über 5 m lang, so ist es zweckmäßig, dieselbe in der Mitte noch irgendwie zu stützen. Die durch die Gratsparren hergestellten Gebinde sind als Bundgespärre zu konstruieren. Ist es nicht möglich, eine mittlere Säule anzuwenden, so ersetzt man sie durch ein Hänge- oder Sprengwerk. Die Helmdächer kommen nur bei Türmen vor und müssen immer eine Helmstange bekommen. Ihre Grundfläche muss stets auf einem besonderen Schwellenkranze aufruhen und womöglich noch von einer Brüstungsmauer umgeben sein. Da die Sparren bei diesen Dächern sehr lang ausfallen, so sind Verspreizungen zwischen ihnen anzubringen. Desgleichen hat man durch eingelegte wagerechte Kreuze einem Verdrehen des Daches möglichst vorzubeugen. Ist der Dachgrundriss ein Kreis, so lässt man sämtliche Sparren nach der Spitze zulaufen und wechselt dabei einen um den andern aus.

Die Kuppeldächer endlich sind als Zeltdächer mit gekrümmten Dachflächen über regelmäßigen Grundrissen aufzufassen. Die Kuppeldächer werden gewöhnlich aus den bereits erwähnten Bohlensparren hergestellt.

Über die Abdeckungen, mit welchen die hölzernen Dachgerüste nach außen abgeschlossen werden, ist folgendes zu sagen. Die Bedachung oder die Dachhaut soll das Eindringen des Regens und des Schnees in den Dachraum und das Bauwerk verhindern, den Niederschlagswässern einen schnellen und ungestörten Abfluss gestatten, möglichst feuersicher und dauerhaft sein und möglichst geringes Gewicht haben. Von diesen Bedingungen für eine gute Abdeckung steht die der Feuersicherheit oben an. Deshalb teilt man wohl auch die sämtlichen Bedachungen in feuersichere oder harte oder in nicht feuersichere oder weiche ein.

Zu feuersicheren Dachungen verwendet man vorzugsweise den natürlichen Dachschiefer und die künstlichen Dachziegel. Außerdem gehören auch noch die Pappdächer, die Metalldächer u. s. w. hierher.

Die Schieferplatten, welche von der verschiedensten Form sind, werden in Reihen oder Scharen entweder stumpf an einander oder mit Ueberdeckung verlegt.

Als Unterlage für die Platten benutzt man entweder eine zusammenhängende Bretterfläche, die Dachschalung genannt wird, oder man wendet eine Lattung an. Die Befestigung der Schieferplatten auf der Unterlage erfolgt durch besondere Schiefernägel. Je nach der Gestalt der Schieferplatten und nach der Anordnung derselben unterscheidet man verschiedene Deckungsmethoden. Die gebräuchlichsten sind folgende.

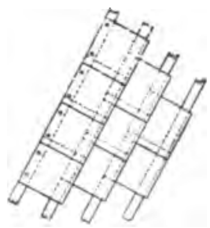


Abb. 392.

Bei der einfachen Schrägdeckung (Abb. 392), welche, wenn man regelmäßig gestaltete Platten zur Verfügung hat, auf Lattung erfolgen kann, lässt man die Platten schuppenförmig übereinander greifen. Letzteres ist auch der Fall bei der gewöhnlichen Schrägdeckung, die in Abbildung 393 dargestellt ist. Dieselbe muss auf Schalung hergestellt werden und besteht aus verschieden großen und unregelmäßig gestalteten, aber doch annähernd rhombischen Platten. Bei allen Schrägdeckungen sind zum Eindecken der Traufen und anderen Dachflächenbegrenzungen besondere Platten erforderlich.

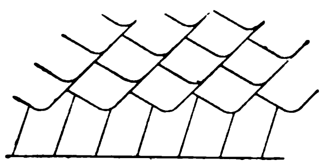


Abb. 393.

Bei der einfachen geraden Deckung (Abb. 394), die auf Lattung erfolgt, greifen die Tafeln ebenfalls schuppenartig übereinander. Außerdem sind sie in einer Art Verband aufgehängt. Eine der vorzüglichsten Dachungen ist die Doppeldeckung (Abb. 395), zu welcher man längliche Schieferplatten von genau gleicher Form verwendet. Hierbei stoßen die Platten einer Reihe stumpf aneinander und liegen auf Lattung. Ein ebenfalls recht gutes Dach erhält man dadurch, dass man auf eine Verschalung zunächst eine vollständige Eindeckung von Dachpappe

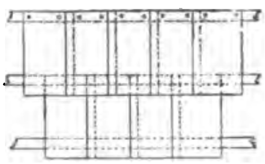
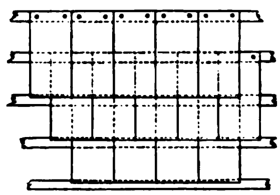


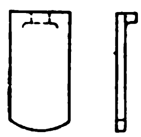
Abb. 394.

bringt und erst auf dieser die Schieferplatten etwa in Form der gewöhnlichen Schrägdeckung befestigt. Der Abschluss der Schieferdächer am Firsten erfolgt entweder durch Auflegen von Zinkblechstreifen oder dadurch, dass man die Platten der auf der Wetterseite gelegenen Dachfläche am Firsten etwas über die Platten der anderen Fläche vorstehen lässt.


Abb. 395.

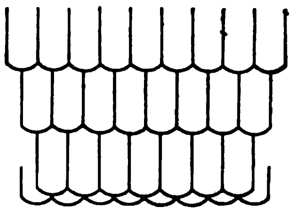
Die Dachziegel kommen in einer großen Zahl verschiedener Formen vor, von denen hier nur einige betrachtet werden können.

Die plattenförmigen Ziegel von nebenstehend skizzierter Gestalt (Abb. 396) heißen Biberschwänze oder Dachzungen. Dieselben haben etwa 15 cm Breite, 35 cm Länge und ungefähr 1,5 cm Dicke. Am oberen Ende der unteren Seite sind sie zum Aufhängen auf die Latten mit einer Nase versehen. Die Oberflächen der Ziegel tragen flache Furchen, damit das Wasser in einer bestimmten Richtung abfließen kann.


Abb. 396.

Mit Dachzungen kann man drei verschiedene Deckungen ausführen, nämlich die einfache Deckung oder das Spandach, die Doppeldeckung oder das Doppeldach und das Kronen- oder Ritterdach.

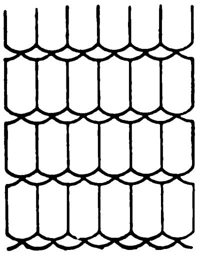
Bei der einfachen Deckung (Abb. 397) sind die etwa 3 cm starken und 6 cm breiten Latten in Entfernungen von etwa 20 cm von einander auf die Sparren zu nageln. Die einzelnen Steine werden dicht neben einander gehängt; unter die Fugen legt man dabei dünne Holzspäne und verstreicht die Fugen dann mit Kalkmörtel. Die oberste und unterste Schicht werden doppelt eingehangen.

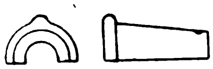

Abb. 397.

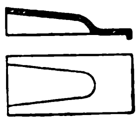
Für die Doppeldeckung wendet man eine Lattungsweite von etwa 12 cm an, sodass die Ziegel der einen Schicht noch bis über die dritte Schicht hinweggreifen können und die Dachhaut überall wenigstens zwei Ziegeldicken stark ist. Auch hier wird die oberste, wie die unterste Ziegelschicht doppelt eingehängt. Beim Kronen- oder Ritterdach wendet man die weiteste Lattung an; sie beträgt etwa 28 cm. Auf jede Latte kommen zwei übereinanderliegende Schichten von Biberschwänzen (Abb. 398). Dies Dach ist das

beste Ziegeldach, es ist ebenso dicht wie das Doppeldach, erfordert aber weniger Latten und Nägel und ist leichter auszubessern.

Bei allen drei Dächern werden die am Firsten entstehenden Fugen mit sogenannten Firstziegeln (Abb. 399) abgeschlossen, die in vollem Kalke eingedeckt werden. Auch auf die Walme kommen solche Ziegel, die dann mit Löchern zum Aufnageln versehen sind. Um in das Innere des Dachbodens Luft einzulassen, was nötig ist, damit das Holzwerk nicht stockt, hängt man, wenn sonst keine Dachfenster vorhanden sind, sogenannte Luftziegel (Abb. 400) ein.


Abb. 398.

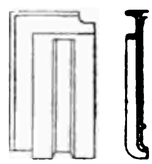

Abb. 399.


Abb. 400.

Außer den Dachzungen werden auch Dachpfannen (Abb. 401) zum Decken vielfach benutzt. Dieselben haben einen S-förmigen Querschnitt, greifen hakenförmig übereinander und werden auf eine etwa 30 cm weite Lattung gehängt. Uebrigens ist ein mit Dachpfannen gedecktes Dach sehr schwer dicht zu halten, da die Form der Steine selten gleichmäßig ist. Besser sind die Krempziegel (Abb. 402), die gewissermaßen den Uebergang zu den sogenannten Falzziegeln bilden. Letztere (Abb. 403) werden aus gutem Thone hergestellt, sind sehr fest gepresst und daher dünner und leichter als die gewöhnlichen Ziegel. Sie kommen meist glasiert im Handel vor, leiten das Niederschlagswasser sehr schnell ab und saugen es weniger auf als die gewöhnlichen Ziegel; sie sind darum auch dauerhafter. Uebrigens fertigt die neuere Ziegelfabrikation auch Biberschwänze aus demselben guten Materiale an, aus dem die Falziegel hergestellt werden.


Abb. 401.


Abb. 402.


Abb. 403.

Als Ersatz für die besprochenen steineren Abdeckungen kann man die bereits erwähnten anderen harten Dachungen ansehen. Auch von diesen mögen hier einige erwähnt werden.

Besonders viel wird der Steinkohlenteer in Verbindung mit anderen Stoffen verwendet, so z. B. in der sogenannten Dachpappe. Diese Pappe wird in Steinkohlenteer gekocht und kommt in Tafeln und Rollen zur Verwendung. Zu ihrer Stützung ist eine etwa

$2^1/_2$ cm starke Schalung, deren Bretter sowohl gespündet als auch nur stumpf zusammengestoßen werden, erforderlich. Beim Decken verlegt man die Dachpappe entweder in Streifen parallel zur Dachtraufe oder, was häufiger geschieht, senkrecht zu derselben. Die dabei sich ergebenden Fugen werden mit Holzleisten, die ihrerseits wieder mit Pappe zu verkleiden sind, verdeckt. Die Pappe wird mit kurzen, großköpfigen Nägeln befestigt, nach dem Verlegen mit Teer überstrichen und mit Sand bestreut. Bei guter Pappe muss das Dach spätestens ein Jahr nach seiner Vollendung noch einmal mit Teer überzogen werden, damit die Pappe nicht aushungert, d. h. zu trocken wird. Später ist dies nur etwa aller drei dis vier Jahre nötig. In neuester Zeit deckt man die Pappdächer auch doppelt ein, indem man zunächst eine Lage Pappe von minderer Güte in gewöhnlicher Weise auf die Schalung nagelt und dann auf diese eine zweite Lage von bester Sorte aufklebt. Letzteres geschieht in der Weise, dass die einzelnen Bahnen dieser Lage rechtwinklig zu den Bahnen der ersten Lage aufgebracht werden. Das Aufkleben geschieht mit Hilfe von sogenanntem Holzzement. Die einzelnen Bahnen der oberen Lage, die meist parallel mit der Dachtraufe verlegt werden, überdecken einander um etwa 10 cm, sodass Fugen in der Dachfläche nicht entstehen können. Das ganze Dach wird schließlich ebenfalls mit Teer oder Asphalt überzogen und mit Sand bestreut. Diese sogenannten Klebepappdächer widerstehen den Einwirkungen des Windes wesentlich besser als die vorher beschriebenen einfachen Pappdächer.

Sehr verbreitet ist auch die Deckung mit dem schon erwähnten Holzzement. Der Holzzement besteht aus Teer, dem Pech, gemahlene Steinkohle, Zementpulver, Schwefelmehl und noch verschiedene andere Stoffe beigemengt sind. Die Deckung wird auf einer gespündeten Holzschalung (Abb. 404) ausgeführt. Auf diese kommt zunächst eine 1 cm dicke Sandschicht, welche mit einer Lage starken Rollenpapiers bedeckt wird; die Fugen in dieser werden mit Holzzement verkittet. Sodann wird die ganze Dachfläche damit bestrichen. Man wiederholt dies Auflegen von Papier und Bestreichen mit Holzzement drei bis vier mal und bringt schließlich auf die oberste Papierlage noch eine 6 bis 8 cm starke Sandschicht oder eine Rasendecke auf. Das Holzzementdach ist nur für flache Neigungen brauchbar.

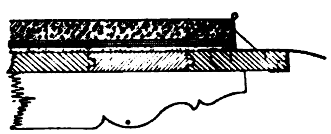


Abb. 404.

Das Asphaltdach wird so ausgeführt, dass man auf engeliegende Latten 2 cm stark Mörtel oder Lehm aufträgt, diesen mit Packleinwand bedeckt, hierauf den Asphalt in einer Schicht von ungefähr 2 cm Dicke aufträgt und mit Sand bestreut.

Auch Glas kommt als Deckungsmaterial vor und zwar bei den sogenannten Oberlichtern, die entweder in der Dachfläche selbst liegen oder an besonderen Ausbauten angebracht sind. Die Glasflächen der Oberlichter müssen eine gewisse Neigung haben, damit sie dicht bleiben und das Innere des bedeckten Raumes vor dem Eindringen der Niederschläge schützen. Um das Dichthalten zu ermöglichen, ist das Regenwasser von außen und das Schweißwasser von innen möglichst schnell zum Abflusse zu bringen. Die Glasflächen müssen zu diesem Zwecke immer wenigstens mit der Neigung 1:3 und, wenn auch der Schnee von selbst abrutschen soll, wenigstens mit der Neigung 1:1 angeordnet werden. Es kommen zwar auch geringere Neigungen vor, doch sind die Oberlichter dann sehr schwer dicht zu halten. Zur Verglasung wendet man entweder geblasenes, sogenanntes rheinisches oder gegossenes Rohglas an, in neuerer Zeit auch das Siemens'sche Drahtglas, d. i. ein Rohglas, welches um ein Drahtgewebe von etwa 1 cm Maschenweite gegossen ist. Die Dicke des zu Oberlichtern geeigneten geblasenen Glases ist 3 bis 5 mm, die des gegossenen 6 bis 12 und die des Drahtglases 7 und mehr mm. Die einzelnen Glastafeln, deren Größe 1 bis höchstens 1,5 qm beträgt, werden auf sogenannte Sprossen gelegt, die meist den Querschnitt des hochstegigen ⊥-Eisens haben.

Sehr viel Sorgfalt ist auf die Dichtung zwischen den Glastafeln und den Sprossen zu verwenden. Man bedient sich dazu eines besonderen Dichtungsstoffes, auf dem die Glastafeln aufruhen und mit dem die Fugen geschlossen werden. Geeignet sind hierzu der gewöhnliche Glaserkitt und Blei- sowie Gummistreifen. Die Tafeln müssen auch gegen das Abheben durch den Sturm gesichert sein.

Zum Schlusse der Betrachtungen über die harten Dachungen mögen hier noch die Metalldächer kurz erwähnt werden. Bei allen diesen Dächern ist besondere Rücksicht auf die Ausdehnung und Zusammenziehung der Metalle bei Temperaturwechseln zu nehmen.

Am häufigsten wird Zinkblech verwendet. Dasselbe wird, wenn es glatt ist, auf eine Bretterschalung mit weiten Fugen gelegt, damit das Holz austrocknen kann und das Blech nicht ver-

dirbt. Man vereinigt die benachbarten Blechtafeln entweder in Falzen oder in Lötfugen. Zinkwellblech kommt auf eine ungefähr 45 cm weite Lattung. Zink braucht wegen der sich sehr bald bildenden, schützenden Oxydschicht keinen besonderen Anstrich.

Eisenblech wird meist verzinkt angewendet und zwar sowohl als glattes als auch als Wellblech oder in der Gestalt von Tafeln, die die Form großer Krempziegel haben. Für diese gilt das früher Gesagte; über das Wellblech wird das Nähere später noch mitgeteilt werden. Auch aus einzelnen dünnen Platten von Gusseisen von der Größe und Art der Falzziegel hat man Dachdeckungen hergestellt.

Über die sogenannten weichen Dachungen, also jene, die nicht feuersicher sind, ist folgendes zu sagen. Die Dachungen aus Stroh, Schilf u. s. w. können wir hier, als für unsere Zwecke zu unwichtig, außer Betracht lassen, dagegen müssen wir die hölzernen Abdeckungen wenigstens kurz erwähnen. Dieselben finden nur bei untergeordneten und vorübergehenden Zwecken dienenden Bauwerken Anwendung. Werden Bretter zur Abdeckung benutzt, so legt man dieselben entweder in die Längsrichtung des Daches, lässt die oberen Bretter etwas über die unteren greifen und befestigt sie mit Nägeln auf den Sparren oder man legt sie in die Richtung der Dachrösche, wobei man die entstehenden Fugen durch Leisten überdeckt.

Eine zweite Holzdeckung ist die mit Schindeln. Die Schindeln sind schmale, schwache Brettchen, die auf der einen Längsseite mit einer scharfen Kante, auf der anderen mit einer entsprechenden dreieckigen Nut versehen sind, in welche bei der Deckung die Abschärfung der nebenliegenden Schindel eingreift. Die Schindeln kommen meist auf Lattung, hie und da auch auf Schalung.

Unmittelbar nach oder gleichzeitig mit der Fertigstellung der Dachdeckung müssen die Dachrinnen, welche das Regen- und Schneewasser auffangen und abführen sollen, angebracht werden. Man unterscheidet Auffang- und Abfallrinnen oder Abfallrohre.

Die Auffangrinnen müssen ein genügendes Gefälle erhalten, damit sie das Wasser den Abfallrinnen schnell zuführen können. Dies Gefälle beträgt 12 bis 15 mm auf das laufende Meter. In Abständen von 12 bis 15 Metern sind Abfallrinnen anzubringen, die für jedes Quadratmeter der Dachfläche 1 qcm lichten Querschnitt erhalten müssen. Gewöhnlich beträgt der Durchmesser dieser aus

Zinkblech hergestellten Abfallrinnen 10 bis 15 cm. Die ebenfalls aus Zinkblech bestehenden Auffangrinnen erhalten eckigen oder halbkreisförmigen Querschnitt von etwa 20 cm Durchmesser. Besonders sorgfältig sind die zwischen den Dachflächen der Sägedächer liegenden Auffangrinnen zu behandeln.

Die Auffangrinnen werden durch Rinneisen, die unter dem unteren Ende der Dachabdeckung zu befestigen sind, gehalten, die Abfallrinnen durch sogenannte Schellen oder Schelleisen. Sämtliche Rinn- und Schelleisen sind etwa 1,5 bis 2 m von einander anzuordnen. Die Abfallrinnen lässt man entweder in einer Höhe von 20 bis 30 cm über dem Erdboden frei ausgießen oder man führt sie in unterirdische Kanäle, die vor der Einwirkung des Frostes zu schützen sind.

Im Anschlusse an die vorhergegangene Beschreibung der hölzernen Dachgerüste mögen nun noch einige Worte über die Berechnung derselben folgen, die man kennen muss, wenn man die Abmessungen der Dachhölzer auch meist nach den mitgeteilten Erfahrungsregeln bestimmen wird. Um ein Dachgerüste berechnen zu können, muss man wissen, welche Gesamtbelastung dasselbe tragen soll Die Gesamtbelastung besteht aus dem Eigengewichte der Dachdeckung und der sie tragenden Sparren oder Pfetten, aus dem Gewichte der im Winter darauf liegenden Schneemenge und aus dem Winddrucke. Bei der Berechnung nimmt man an, dass diese Belastung gleichförmig über die ganze Dachfläche verteilt sei und lotrecht nach unten wirke.

Das Eigengewicht kann man genau vorausberechnen und man wird für die besprochenen verschiedenen Dachdeckungen, die in der früheren Reihenfolge aufgeführt sein mögen, im Mittel wohl meist die folgenden Zahlen erhalten:

1. Schieferdach auf Lattung . .	75	kg/qm	Dachfläche
2. Schieferdach auf Schalung . .	100	„	„
3. Spandach von Dachzungen . .	100	„	„
4. Doppel- und Kronendach . . .	125	„	„
5. Falzziegeldach	80	„	„
6. Pappdach	30	„	„
7. Asphaltdach auf Lehmunterlage	70	„	„
8. Dach mit Zink- oder Eisenblech, Klebepappdach	40	„	„

Der größte Schneedruck, welcher in Mitteleuropa vorkommt, kann zu 78 kg/qm einer wagrecht liegenden ebenen Fläche angenommen werden. Dieser Druck vermindert sich für eine schräg-

liegende Dachfläche mit wachsendem Neigungswinkel gegen die Wagrechte und beträgt ungefähr für eine Dachneigung:

$\frac{h}{s} = 1/2$	55,0 kg/qm Dachfl.	$\frac{h}{s} = 1/7$	75,0 kg/qm Dachfl.
$= 1/3$	65,0 „ „	$= 1/8$	76,0 „ „
$= 1/4$	70,0 „ „	$= 1/9$	77,0 „ „
$= 1/5$	73,0 „ „	$= 1/10$	77,0 „ „
$= 1/6$	74,0 „ „		

Als Winddruck, welcher hier in Frage kommt, ist die lotrecht nach unten gerichtete Seitenkraft des die Dachfläche unter einem gewissen Winkel, etwa 10° gegen die Wagrechte, treffenden Windes anzusehen. Die andere Seitenkraft, in welche der Winddruck noch mit zerlegt wird, wirkt in der Richtung der Dachfläche nach oben und sucht das Deckungsmaterial abzuheben, kommt also hier nicht in Betracht. Der lotrecht nach unten wirkende Winddruck kann für die verschiedenen Dachneigungen wie folgt angenommen werden:

$\frac{h}{s} = 1/2$	zu 107,0 kg qm Dachfl.	$\frac{h}{s} = 1/7$	zu 22,0 kg/qm Dachfl.
$= 1/3$	65,0 „ „	$= 1/8$	19,0 „ „
$= 1/4$	45,0 „ „	$= 1/9$	17,0 „ „
$= 1/5$	34,0 „ „	$= 1/10$	15,0 „ „
$= 1/6$	27,0 „ „		

Zählt man diese Einzelbelastungen zusammen, so erhält man folgende Zusammenstellung.

Lotrechte Gesamtbelastung der Dachflächen in kg/qm.

No.	Art der Deckung.	$\frac{h}{s} =$									Durchschnitt.
		1/2	1/3	1/4	1/5	1/6	1/7	1/8	1/9	1/10	
1	Schieferdach auf Lattung .	237	205	190	182	179	—	—	—	—	199
2	Schieferdach auf Schalung	262	230	215	207	204	—	—	—	—	224
3	Spandach aus Dachzungen	262	230	215	—	—	—	—	—	—	236
4	Doppel- und Kronendach .	287	255	240	—	—	—	—	—	—	261
5	Falzziegeldach	242	210	195	187	—	—	—	—	—	209
6	Pappdach	192	160	145	137	131	127	125	124	122	140
7	Asphaltdach auf Lehmunterlage	232	200	185	177	171	167	165	164	162	180
8	Dach mit Zink- oder Eisenblech, Klebepappdach .	202	170	155	147	141	137	135	134	132	150

Die Gesamtlast Q denkt man sich nun in Einzellasten P zerlegt und auf die Unterstützungspunkte des Sparrens verteilt. Bei dem durch die nebenstehende Skizze (Abb. 405) dargestellten einfachen Sparrengebinde mit Kehlbalken z. B. würde man die lotrechte Gesamtbelastung beider Sparren $2Q$ in die Einzelkräfte P_1, P_2 und P_3 zerlegen. Da die

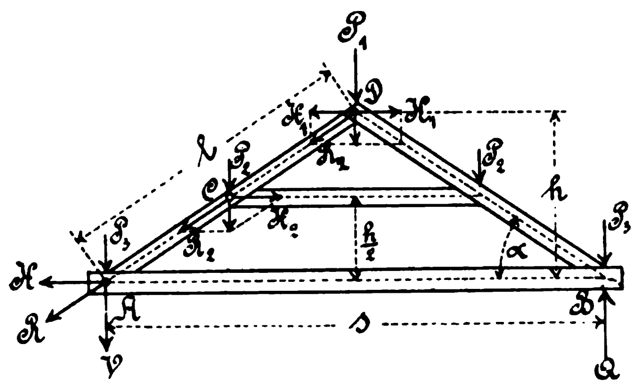


Abb. 405.

beiden Sparren symmetrisch zur senkrechten Mittellinie des Gebindes liegen, so genügt es, nur den einen Sparren näher zu betrachten. Derselbe kann als durchgehender Träger auf drei Stützen angesehen werden. Auf die Mitte desselben, also auf den Punkt C kommt dann $P_2 = \frac{5}{8} Q$ auf die Endstützungspunkte A und D dagegen je $\frac{3}{16} Q$. Es ist demnach $P_3 = \frac{1}{2} P_1 = \frac{3}{16} Q$. In jedem der beiden Auflagerpunkte wird die halbe Binderlast, also Q nach unten wirken und daselbst eine gleiche aber entgegengesetzt gerichtete Widerlagsgegenkraft hervorrufen. Der Gang der Berechnung ist nun folgender:

$\frac{1}{2} P_1$ ist in die beiden Kräfte R_1 und H_1 zu zerlegen, von denen sich H_1 gegen die entsprechende, vom anderen Sparren herrührende wagrechte Kraft aufhebt und demnach unberücksichigt bleiben kann. Man erhält:

$$R_1 = \frac{1}{2} \cdot P_1 \frac{1}{\sin \alpha} = \frac{P_1}{2} \cdot \frac{l}{h} = \frac{3}{16} \cdot Q \frac{l}{h}$$

Auf gleiche Weise ergeben sich für den Punkt C und die Last P_2 die Spannungen

$$R_2 = \frac{P_2}{\sin \alpha} = P_2 \cdot \frac{l}{h} = \frac{5}{8} Q \cdot \frac{l}{h}$$

und

$$H_2 = \frac{P_2}{\tan \alpha} = P_2 \cdot \frac{s}{2h} = \frac{5}{16} Q \cdot \frac{s}{h}.$$

Für den Punkt A gilt dagegen folgendes. Hier am Fuße des Sparrens wirkt die Kraft

$$R = R_1 + R_2 = \left(\frac{3}{16} + \frac{5}{8}\right) Q \cdot \frac{l}{h} = \frac{13}{16} Q \cdot \frac{l}{h}$$

schiebend auf den Dachbalken. Diese schiebende Kraft R kann man in H und V zerlegen, von denen H ziehend, V dagegen drückend auf den Stützpunkt, also auf die Umfassungsmauer des Gebäudes wirkt. Man erhält:

$$H = R \,.\, \cos\alpha = \frac{13}{16} \cdot Q \cdot \frac{l}{h} \cdot \frac{s}{2l} = \frac{13}{32} \cdot Q \frac{s}{h}$$

$$V = R \sin\alpha = \frac{13}{16} \cdot Q \cdot \frac{l}{h} \cdot \frac{h}{l} = \frac{13}{16} Q.$$

Zu diesem V tritt noch $P_3 = \frac{3}{16} Q$ hinzu und man erhält dann als Auflagedruck:

$$V + P_3 = \frac{13}{16} Q + \frac{3}{16} Q = Q,$$

wie dies ja auch nicht anders sein konnte.

Sehr häufig sieht man den Sparren nicht als durchgehenden Träger auf mehr als zwei Stützen an, sondern betrachtet ihn so, als ob er aus einzelnen Teilen gewissermaßen gelenkartig zusammengesetzt sei, von denen jeder als ein nur an seinen Endpunkten gestützter Träger angesehen werden kann. Diese Betrachtungsweise ist, wie man später sehen wird, besonders bei der Berechnung der eisernen Dächer gebräuchlich. Die Werte für die Einzelkräfte P ändern sich dann etwas, da ja nun auf jeden Stützpunkt die Hälfte der Gesamtbelastung jedes ihm benachbarten Sparrenstückes übertragen wird. Für den vorstehenden Fall ergiebt sich z. B., dass $P_1 = \frac{Q}{2}$, $P_2 = \frac{Q}{2}$ und $P_3 = \frac{Q}{4}$ wird und dass die Spannungen oder inneren Kräfte R und H, welche durch die äußeren P in den einzelnen Konstruktionsteilen erzeugt werden, die folgenden Werte erhalten:

$$R_1 = \frac{1}{4} Q . \frac{l}{h}$$

$$R_2 = \frac{1}{2} Q \cdot \frac{l}{h}$$

$$R = R_1 + R_2 = \frac{3}{4} Q . \frac{l}{h}$$

$$H_2 = \frac{1}{4} Q . \frac{s}{h}$$

$$H = \frac{3}{8} Q . \frac{s}{h}.$$

Diese Spannungen sind also sämtlich etwas geringer als im vorigen Falle und die Dachhölzer werden demnach, wenn ihre Querschnittsabmessungen nach denselben bestimmt werden, etwas zu schwach. Da man aber die Holzkonstruktionen stets mit großer, nämlich etwa 10facher Sicherheit ausführt, so kommt für die für gewöhnlich in der Praxis vorkommenden Fälle nicht viel hierauf an. Übrigens gelten die auf dem angegebenen Wege ermittelten Spannungen nur für die Achsen der Konstruktionsteile, die dabei gewissermaßen als gewichtslos angesehen wurden. Für einfache Fälle genügt dies; wird aber eine genauere Berechnung verlangt, so muss dieselbe mit Berücksichtigung der elastischen Formänderungen durchgeführt werden. Wir können hierauf jedoch nicht näher eingehen.

Die Sparren und der Kehlbalken werden, wie aus der Skizze hervorgeht, auf Druck, der Dachbalken dagegen auf Zug in Anspruch genommen. Die erforderlichen Abmessungen der Sparren sind nach der im unteren Teile derselben auftretenden Gesamtbeanspruchung $R = R_1 + R_2$ zu bestimmen. Bei dem Dachbalken ist nur zu prüfen, ob derselbe, dessen Abmessungen ja auf anderem Wege bestimmt werden können, genügend stark ist, um auch der Zugkraft H mit Sicherheit widerstehen zu können. Dies wird fast stets der Fall sein.

Bei den g a n z o d e r t e i l w e i s e e i s e r n e n D a c h k o n s t r u k t i o n e n kann man Dächer mit abgeschlossenem Bodenraume und Dächer mit freiliegendem oder offenem Gespärre unterscheiden.

Die Dachwerke mit a b g e s c h l o s s e n e m B o d e n r a u m e sind Nachahmungen der Holzkonstruktionen und bieten nichts neues; es ist deshalb auch nicht nötig, näher auf dieselben einzugehen und es genügen folgende kurze Bemerkungen. An Stelle der hölzernen Balken, Sparren u. s. w. werden hier entsprechend geformte eiserne Stäbe und Träger benützt. Bei großen Spannweiten wendet man auch eiserne, durch Säulen getragene Unterzüge an. Auf die eisernen Sparren werden die zur Stützung und Befestigung des Deckungsmateriales dienenden Holz- oder Eisenplatten befestigt. Meist werden diese Dächer als Pfettendächer, seltener als Sparrendächer ausgeführt.

Von weit größerer Bedeutung sind die eisernen D a c h s t ü h l e m i t o f f e n e m G e s p ä r r e. Bei ihnen treten die Vorteile, welche die Anwendung des Eisens bei Dachkonstruktionen darbietet, besonders hervor. Die eisernen Dachstühle gewähren in gewissem

Sinne Feuersicherheit und große Festigkeit bei leichtem und gefälligem Aussehen. Ihre Anwendung ist in Bezug auf Spannweite fast unbeschränkt. Sie bestehen aus Stangen und Stäben, die in Knotenpunkten in der Weise mit einander verbunden sind, dass sie nur auf Zug oder Druck in Anspruch genommen werden.

Bei dem einfachsten Spannwerke (Abb. 406) werden zwei Streben an ihren unteren Enden durch eine Zugstange miteinander verbunden. Diese Zugstange hat den Zweck, den Horizontalschub, den die Streben gegen die Mauern ausüben, aufzuheben.

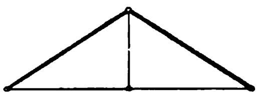


Abb. 406.

Um die Zug- oder Spannstange in wagrechter Lage zu erhalten, so dass sie sich nach unten nicht durchbiegen kann, ist die Mitte derselben an die oberen Enden der Streben durch eine schwache Stange aufgehängt. Die Spannstange kann durch ein Schloss oder eine Stellvorrichtung je nach Bedarf verlängert oder verkürzt werden, so dass die erforderliche Spannung immer ganz genau einzuhalten ist. In der Skizze, welche ein solches einfaches Spannwerk darstellt, sowie in den noch folgenden Skizzen, sind die auf Zug beanspruchten Teile durch einfache, die auf Druck beanspruchten dagegen durch doppelte Linien kenntlich gemacht.

Werden die Hauptstreben so lang, dass sie sich durchbiegen können, so müssen sie in ihrer Mitte nochmals gestüzt werden. Bei leichten Dächern ordnet man dann Kehlbalken an, wie folgende Skizzen (Abb. 407 und 408) zeigen.

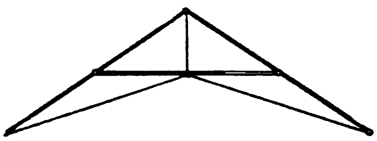


Abb. 407.

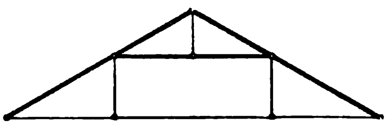


Abb. 408.

Bei schweren Dachgerüsten wendet man zur Stützung der Hauptstreben besondere Gegenstreben an, die wenn möglich senkrecht zur Hauptstrebe gerichtet sein sollten, damit Biegungsspannungen möglichst vermieden werden. An ihrem unteren Ende sind die Gegenstreben mit der Spannstange in Verbindung zu setzen, außerdem sind diese unteren Enden auch noch durch schwache Hängestangen mit dem Firstpunkte der Streben zu verknüpfen. Diese Anordnung führt zu Konstruktionen, wie sie die ersten beiden der

folgenden Skizzen (Abb. 409 und 410) zeigen. Werden die Hauptstreben an mehreren Stellen unterstützt, so entstehen Konstruktionen wie die in den Abbildungen 411 bis 414 dargestellten.

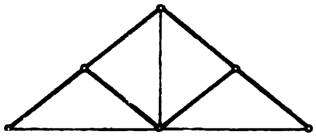


Abb. 409.

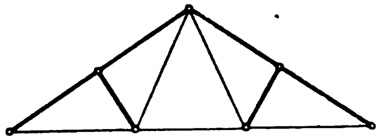


Abb. 410.

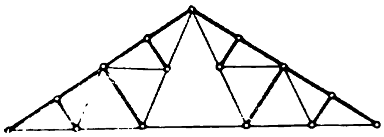


Abb. 411.

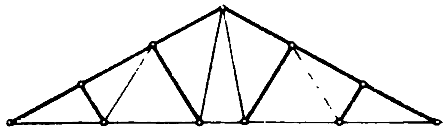


Abb. 412.

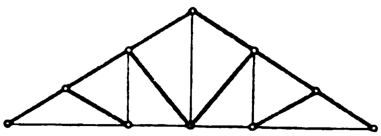


Abb. 413.

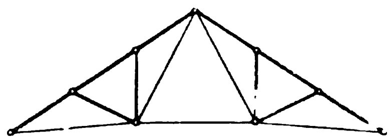


Abb. 414.

Man nennt die Dachwerke, bei denen die Gegenstreben senkrecht zur Hauptstrebe angeordnet sind, französische Dachstühle oder nach ihrem Erfinder Polonceau, Polonceaudachstühle. Jene Spannwerke, bei denen die Hängestangen senkrecht hängen, heißen englische und die nach der Art der Abb. 414 angeordneten belgische Dachstühle.

Um einesteils die Gegenstreben verkürzen zu können und andernteils die Durchbiegung der Spannstange zu vermeiden oder doch zu verdecken und gleichzeitig ein gefälligeres Ansehen der Konstruktion zu erzielen, wendet man wohl auch nach oben gebogene oder geknickte Spannstangen an, wodurch man dann Binderformen erhält, wie sie die Abb. 415 und 416 zeigen.

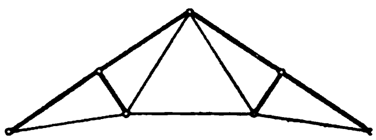


Abb. 415.

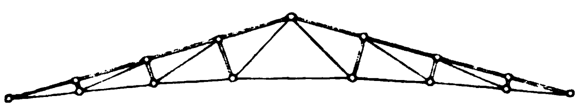


Abb. 416.

Die Dachbinder werden in Ent-

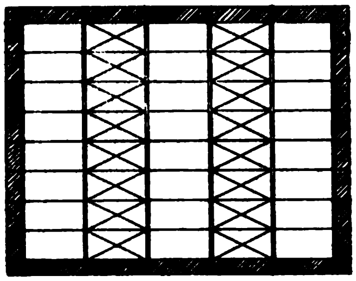


Abb. 417.

fernungen von 2 bis 6 m nebeneinander gestellt. Dabei ist es zweckmäßig, je zwei benachbarte Binder durch Diagonalstangen oder Windverstrebungen mit einander zu einem Binderpaare zu vereinigen (Abb. 417). Es werden hierdurch Verschiebungen vermieden und die einzelnen Binder vor dem Umkippen gesichert. Auf die Binder legt man die Pfetten und auf diese entweder sofort das Dachdeckungsmaterial oder, was jedoch seltener geschieht, erst noch Dachsparren, welche dann die Deckung tragen.

Während man bei den hölzernen Dachgerüsten die Abmessungen der einzelnen Teile nach den bekannten, früher mitgeteilten Zimmermannsregeln bestimmen kann, hat man bei den eisernen Dachstühlen genauer zu verfahren und dieselben richtig zu berechnen.

Um dies thun zu können, muss man die Belastung des Daches kennen. Dieselbe wird bei Eisenkonstruktionen gewöhnlich für das Quadratmeter des Grundrisses der Dachfläche angegeben.

Nach Scharowsky kann man die Gesamtbelastungen, welche zur Bestimmung der Sparren- und Pfettenabmessungen dienen, wie folgt annehmen.

$$\text{I)}\ \frac{h}{s} = 1:2.$$

1. Für schwere Dächer: Eindeckung mit Falzziegeln, Schiefer, gusseisernen Platten, Blei . . . . 225 kg/qm.
2. Für leichte Dächer: Eindeckung mit Zink, Kupfer, Eisenblech, Pappe, Glas . . . . 185 kg/qm.

$$\text{II)}\ \frac{h}{s} = 1:3.$$

1. Für schwere Dächer: Eindeckung mit Dachzungen, Pfannen und dergl. . . . . 300 kg/qm.
2. Für leichte Dächer: Eindeckung mit Falzziegeln, Schiefer, gusseisernen Platten . . . . 250 kg/pm

$$\text{III)}\ \frac{h}{s} = 1:8.$$

Für alle bei dieser Dachneigung noch zulässigen und gebräuchlichen Eindeckungsstoffe als Pappe, Zink, Kupfer, Eisenblech, Glas u. s. w. . . . . 150 kg/qm.

In diesen Belastungen ist das Gewicht der Dachbinder selbst noch nicht mit enthalten. Man kann dasselbe, ebenfalls nach Scharowsky, ansetzen

bei	Pultdächern		bis	10	m	Spannweite	zu	10	bis	15	kg
„	Satteldächern		„	10	„	„	„	15	„	20	„
„	„	10	„	15	„	„	„	20	„	25	„
„	„	15	„	20	„	„	„	25	„	30	„
„	„	20	„	25	„	„	„	30	„	35	„

auf das Quadratmeter der Horizontalprojektion der Dachfläche.

Man nimmt nun an, wie auch schon früher mitgeteilt wurde, dass die Gesamtbelastung sich auf die einzelnen Binder und in diesen wieder auf die einzelnen Knotenpunkte gleichmäßig verteile. Bezeichnet man, wie früher, die Spannweite mit s und die Binderweite mit b und ist die ganze Spannweite durch die Knotenpunkte an den Hauptstreben in n gleichbreite Felder geteilt, so kommt auf jedes einzelne solche Feld die Belastung

$$P = \frac{1}{n} \cdot p \,.\, b s,$$

worin p die Gesamtbelastung des Daches einschließlich des Bindergewichtes auf das qm der Horizontalprojektion der Dachfläche ist. Auf jeden der zwischen den Aufstandspunkten des Dachbinders liegenden Knotenpunkte übertragen je zwei benachbarte Felder die Hälfte ihrer Belastungen, wenn man annimmt, dass in den Knotenpunkten Gelenke liegen. Die Belastung eines Knotenpunktes ist daher gleich der Belastung eines Feldes, nämlich $= P$. Auf die Aufstandspunkte des Dachbinders kommt dagegen als äußere Belastung nur die Hälfte der Last der benachbarten Felder. Es wird daher jede der aufwärtsgerichteten beiden Auflagergegenwirkungen gleich der halben Binderbelastung, vermindert um eine halbe Feldbelastung sein, also

$$A = B = \frac{nP}{2} - \frac{P}{2} = \frac{n-1}{2} \cdot P.$$

Durch die äußeren Kräfte P, A und B werden in den Streben, Gegenstreben und Stangen innere Kräfte oder Spannungen hervorgerufen, die zur Bestimmung der erforderlichen Abmessungen der einzelnen Dachteile bekannt sein müssen.

Man ermittelt Art und Größe dieser Spannungen zweckmäßigerweise nach der Ritterschen Schnittmethode oder auf graphischem Wege. Bei dem skizzierten einfachen Polonceaudachstuhle (Abb. 418), der als Beispiel dienen möge, sind die äußeren Kräfte P

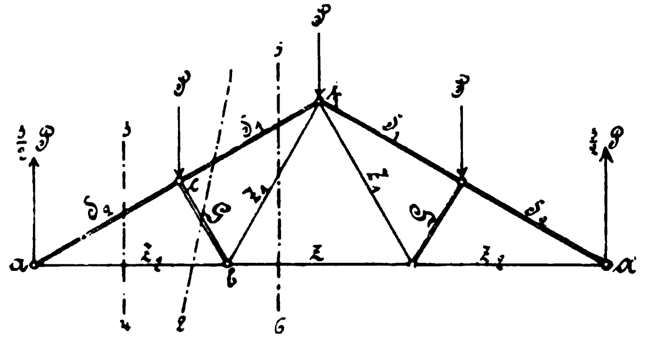


Abb. 418.

gegeben, die Größe und Art der Spannungen in den Konstruktionsteilen $S_1\, S_2\, Z_1\, Z_2\, Z$ und G werden gesucht. Mit Hilfe der **Ritterschen Methode** findet man sie auf folgende Weise. Die Spannweite des Dachbinders sei $a\,a' = s$ und die Höhe desselben $= h$, die Länge eines Sparrens $af = l$. Man lege zunächst den Schnitt 1,2 (Abb. 419) durch welchen die Stangen G, S_1 und Z_2 getroffen werden und bestimme die in diesen Stangen auftretenden Spannungen.

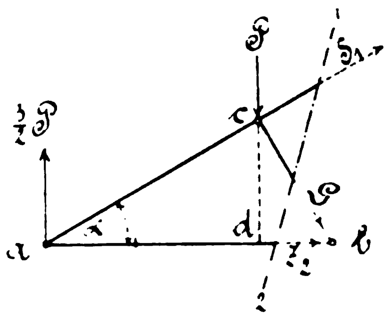


Abb. 419.

1. Gesucht G. Als Momentendrehpunkt ist der Durchschnittspunkt von S_1 und Z_2, d. i. Punkt c anzusehen. Die Momentengleichung lautet:

$$+G.ac + P.ad = 0$$

$$G = -\frac{P.ad}{ac} = -\frac{Ps}{2l}.$$

2. Gesucht S_1, Momentendrehpunkt b.

$$+S_1.bc + \frac{3}{2}P.ab - P.ac = 0$$

$$S_1 = -\frac{3}{2}P\frac{ab}{ac} + P\frac{db}{bc} = -\frac{3}{2}P.\frac{l}{h} + P.\frac{h}{l}.$$

3. Gesucht Z_2. Drehpunkt c.

$$-Z_2.cd + \frac{3}{2}P.ad = 0$$

$$Z_2 = \frac{3}{2}P\frac{ad}{cd} = \frac{3}{4}.P.\frac{s}{h}.$$

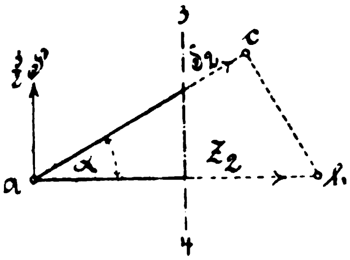


Abb. 420.

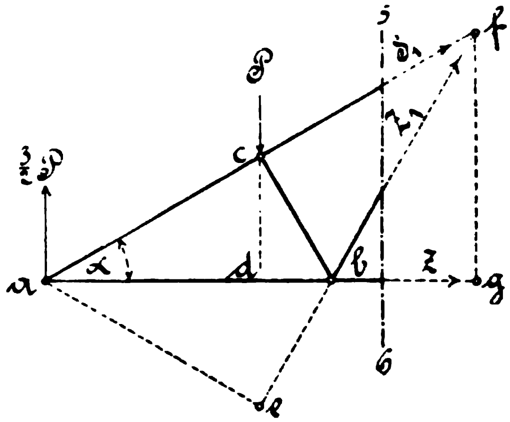


Abb. 421.

4. Gesucht S_2. Zu diesem Zwecke führe man den Schnitt 3,4 (Abb. 420) und nehme b als Drehpunkt

$$+S_2 . bc + \frac{3}{2} \cdot ab = 0$$

$$S_2 = -\frac{3}{2} \cdot P \cdot \frac{ab}{bc} = -\frac{3}{2} \cdot P \frac{l}{h}.$$

Um Z_1 und Z zu finden ist der Schnitt 5,6 (Abb. 421) zu führen.

5. Gesucht Z_1. Drehpunkt a.

$$-Z_1 . ac + P . ad = 0$$

$$Z_1 = \frac{P . ad}{ae} = P \frac{s}{4h}.$$

6. Gesucht Z. Drehpunkt f

$$-Z . fg + \frac{3}{2} P . ag - P . dg = 0$$

$$Z = \frac{P . s}{2h}.$$

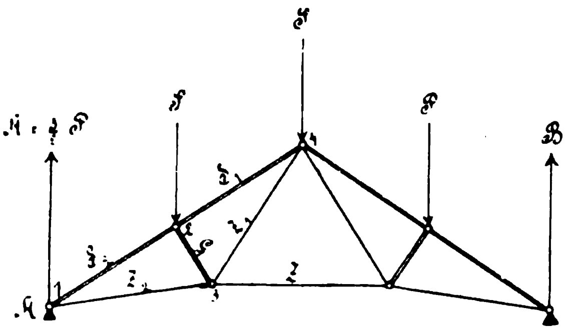


Abb. 422.

Die Ermittelung der Spannungen auf graphischem Wege ist nach dem Früheren nicht schwierig, wie das folgende, allerdings sehr einfache Beispiel zeigt (Abb. 422).

Die senkrecht nach oben wirkende Gegenkraft ist:

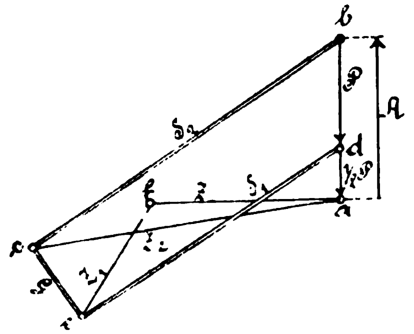


Abb. 423.

$$A = \frac{3}{2} P.$$

Die Bezeichnungen sind dieselben wie im vorigen Beispiele. Im Punkte 1 bei A, stehen A, S_2 und Z_2 im Gleichgewichte, deshalb sind sie im Kräfteplane (Abb. 423) zu einem geschlossenen Linienzuge zusammen zu setzen. Umfährt man denselben in der Richtung von A also in der Reihenfolge $a\ b\ c$, so ergiebt sich, dass S_2 eine Druck-, Z_2 eine Zugspannung ist, da erstere auf den Punkt c (Knotenpunkt 1) zugerichtet ist, die letztere aber von ihm wegweist. Im Knotenpunkte 2 greifen S_2, P, S_1 und G an; sie geben den Linienzug $c\ b\ d\ e\ c$ an, in dem sich S_1 und G als Druckspannungen erkennen lassen. Im Knotenpunkt 3 wirken Z_2, G, Z_1 und Z, so dass man im Kräfteplane den Linienzug $a\ c\ e\ f\ a$ erhält, aus dem sich entnehmen lässt, dass Z_1 und Z Zugspannungen sind.

Die rechts von der Mittellinie des Dachbinders gelegenen Stangen sind genau in derselben Weise beansprucht, wie die symmetrisch gelegenen Stangen der untersuchten Seite; man nimmt dies wenigstens der Sicherheit wegen an, wenngleich es in der Wirklichkeit nur selten vorkommt und zwar nur bei ganz ruhigem Wetter. Da nun aber der Winddruck, der jedenfalls nur von einer Seite kommt, in P mit berücksichtigt ist, so sieht man, dass die Dachbinder mit großer Sicherheit berechnet werden.

In gleicher Weise, wie in dem vorgeführten Beispiele, kann man die Spannungen für jeden beliebigen Binder ermitteln. Wenn man dann die Größe der Spannungen in den einzelnen Stangen bestimmt hat, so kann man auch leicht die Querschnittsabmessungen, welche die Stangen erhalten müssen, feststellen. Bei den auf Zug beanspruchten Stangen erhält man den erforderlichen Nutzquerschnitt F einfach durch Division der im Stabe auftretenden Spannung S durch die zulässige Inanspruchnahme k, also nach der Formel:

$$F = \frac{S}{k}.$$

Die auf Druck beanspruchten Teile müssen dagegen auch auf Zerknicken berechnet werden. Man kann sich hierbei derselben

Formeln bedienen, die bei der Besprechung der Säulen und Stützen mitgeteilt wurden.

Die Dachstühle, welche man aus den besprochenen Bindern zusammensetzt, kann man entweder ganz oder zum Teile in Eisen ausführen. Gusseisen findet nur noch selten Anwendung und zwar bei den Gegenstreben, die dann einen kreuzförmigen oder runden Querschnitt erhalten, der nach der Mitte zu anschwillt. Sonst macht man die Gegenstreben wohl auch aus Holz von rechteckigem oder quadratischem Querschnitte, meist aber werden sie aus Schmiedeeisen hergestellt und erhalten dann I-, T- oder kreuzförmigen Querschnitt. Die Zugstangen werden ausschließlich aus Schmiedeeisen von rundem oder rechteckigem Querschnitte gemacht. Die Hauptstreben führt man, wie auch die Sparren in Holz oder in Schmiedeeisen aus, wobei man je nach dem Baustoffe rechteckigen oder I- oder T-Querschnitt anwendet. Die Pfetten können ebenfalls aus Holz oder aus Sehmiedeeisen hergestellt werden; in letzterem Falle erhalten sie L-, I-, [- oder Z-förmigen Querschnitt. Die Dachlatten endlich macht man aus Holz oder aus Winkeleisen.

Bei gewöhnlichen Wohngebäuden kommen ganzeiserne Dachstühle sehr selten vor, da man hier mit den gewöhnlichen Holzkonstruktionen, die in diesem Falle meist auch billiger sind, auskommt. Dagegen findet man bei andern Gebäuden, bei denen es sich um größere Spannweiten handelt oder wo man der Konstruktion ein möglichst leichtes Ansehen erteilen will, die Dachstühle fast nur noch ganz aus Eisen hergestellt. Dass die Dächer entweder als Sparren- oder als Pfettendächer ausgeführt werden, ist schon erwähnt worden.

Die Knotenpunkte werden entweder beweglich oder starr gemacht. In ersterem Falle werden die Stangen, die in einem Knotenpunkte zusammentreffen, mit Köpfen versehen und durch Bolzen mit den Knotenblechen verbunden. Im zweiten Falle legt man die Stangen flach auf oder zwischen die Knotenbleche und vereinigt sie fest mit ihnen durch Schrauben oder Nieten. Bei den Verbindungen der ersten Art werden die Stangen nur auf Zug, Druck oder Zerknickung in Anspruch genommen, während bei denen der zweiten Art Zug und Druck gleichzeitig vorkommen können. Trotzdem und obgleich sich Konstruktionen mit Gelenkbolzen leichter und schneller aufstellen lassen, werden die letzteren starren Verbindungen häufiger angewendet, weil die ersteren nicht genügende seitliche Steifigkeit und Festigkeit besitzen. Bei den

beweglichen Knotenpunkten macht man den Durchmesser des Anschlussbolzens gewöhnlich gleich der Dicke der Zugstange, den Durchmesser des Kopfes aber gleich dem 2,5 fachen der Bolzendicke; die Stärke der Laschenbleche nimmt man meist zu $^1/_3$ der Stangendicke an (Abb. 424). Bei der Vernietung macht man die Entfernung der Nieten von einander gleich dem 3 fachen Nietbolzendurchmesser. Die Entfernung der Nietmitten vom Blechrande nimmt man in Richtung der Kraft gleich dem doppelten, in der Richtung senkrecht dazu gleich dem anderthalbfachen Nietbolzendurchmesser. Eine Hauptregel bei der Bildung der Knotenpunkte ist die, die einzelnen Stangen, welche sich in einem Knotenpunkte treffen, so anzuordnen, dass sich ihre Schwerlinien in ein und demselben Punkte schneiden.

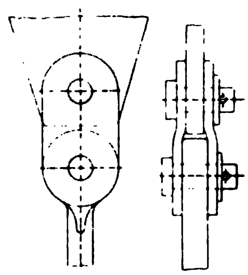


Abb. 424.

Am Fuße der Hauptstreben müssen die Binder fest verlagert werden, damit der Dachstuhl vom Winde nicht verschoben werden kann. Hat man es mit hölzernen Hauptstreben, also mit leichteren Dachwerken zu thun, so kann man den Sparren- oder Strebenfuß einfach in eine Aussparung im Mauerwerke setzen. Den Strebenfuß durchbohrt man und steckt eine Zugstange hindurch (Abb. 425).

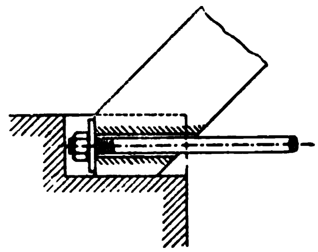


Abb. 425.

Will man den Knotenpunkt gelenkig machen, so kann man die Spannstange mit einer Gabel versehen (Abb. 426), die an einem Bolzen angreift, der durch einen gusseisernen Schuh gesteckt ist, in welchem der Strebenfuß verlagert ist. Der Durchmesser des Bolzens ist gleich dem Durchmesser der Stange, der Gesamtquerschnitt der beiden parallelen Gabelschienen gleich dem 1,5fachen des Bolzenquerschnittes zu machen. Eine andere Verbindung mit beweglicher Zugstange giebt Abbildung 427, bei der gleichzeitig eine eiserne Pfette mit dargestellt ist. Einen unbeweglichen Knotenpunkt zeigt die Abbildung 428.

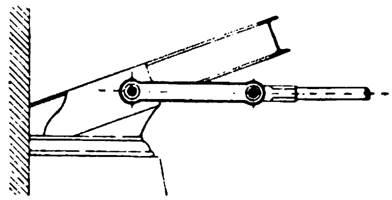


Abb. 426.

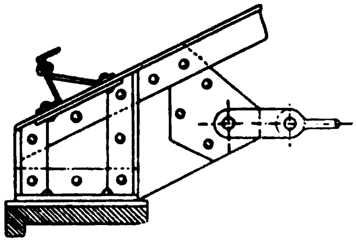


Abb. 427.

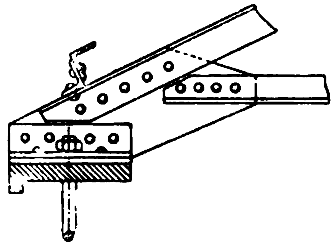


Abb. 428.

Damit eine Verschiebung bei der Ausdehnung durch die Wärme möglich sei, lagert man die Strebenfüße häufig in der Weise, dass die Unterlagsplatten festliegen, die Füße der Streben sich aber hin- und herbewegen können; in die Füße selbst sind dann längliche Löcher zu bohren. Bei ganz schweren Dachgerüsten werden die Füße auf der einen Seite durch stählerne Rollen, die in einem Rahmen gelagert sind, gestützt. Auch bei den Pfetten ist, wenn dieselben aus Eisen bestehen, darauf Rücksicht zu nehmen, dass sie sich bei Temperaturänderungen genügend ausdehnen und zusammenziehen können. Zwischen den einzelnen Teilen derselben ist deshalb genügender Zwischenraum zu lassen und in der Längsrichtung durch längliche Schraubenlöcher die Beweglichkeit zu wahren.

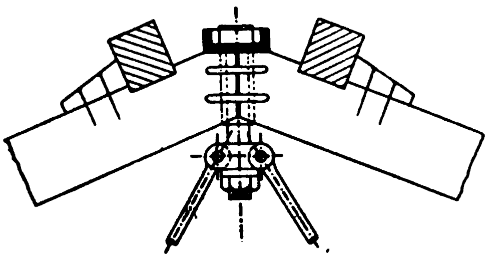


Abb. 429.

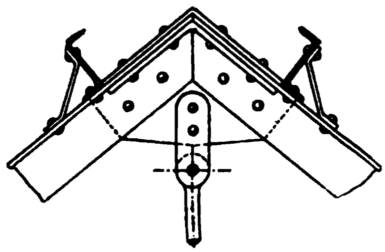


Abb. 430.

Die nebenstehenden Skizzen zeigen einige Beispiele der Verbindung am Kopfe der Hauptstreben. In der ersten (Abb. 429) ist eine Verbindung dargestellt, welche bei einem Dachstuhle mit hölzernen Hauptstreben angewendet werden kann. Die zweite (Abb. 430) zeigt eine Verbindung für einen ganz eisernen Dachstuhl, bei dem die Hängestange beweglich eingehängt ist, die dritte Skizze (Abb. 431)

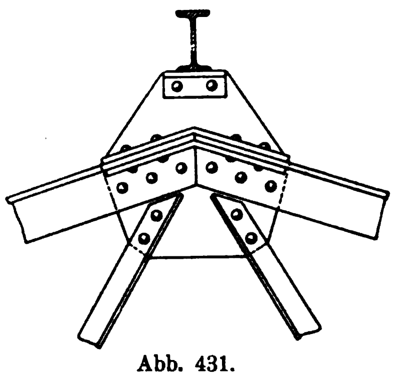


Abb. 431.

dagegen einen starren Knotenpunkt mit Firstpfette.

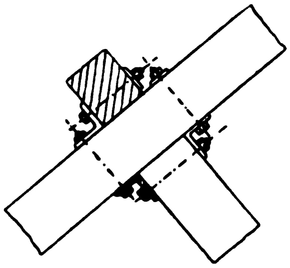


Fig. 432.

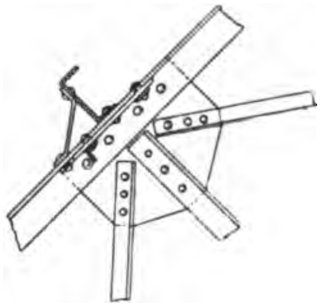


Fig. 433.

Von den Verbindungen zwischen Haupt- und Gegenstrebe mögen hier folgende als Beispiele erwähnt werden. Sehr einfach gestaltet sich die ganze Anordnung, wenn Strebe und Gegenstrebe aus Holz bestehen (Abb. 432). Zwei eiserne Knotenpunkte und zwar ein starrer (Abb. 433) und ein teilweise beweglicher (Abb. 434) sind in den anderen Skizzen dargestellt. Bei beiden sind an der oberen Gurtung noch Knotenbleche angedeutet, an welche die Stangen angreifen, welche zur Verbindung mit dem Nachbarbinder dienen.

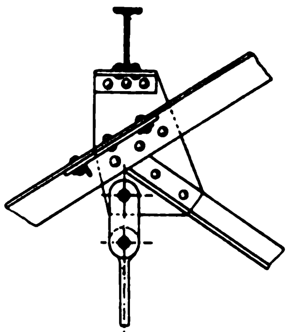


Fig. 434.

Beispiele der Verbindung am Fuße der Gegenstrebe, da wo die Zugstangen an diesem angreifen, zeigen folgende Skizzen. Die erste (Abb. 435) stellt einen beweglichen, die zweite (Abb. 436) einen starren Knotenpunkt dar. Bei der ersten ist das unten mit einer Nabe verstärkte Knotenblech des besseren Aussehens wegen oben ausgerundet. Es wird durch einen Bolzen mit zwei Laschen verbunden, welche

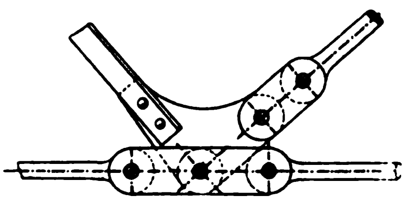


Abb. 435.

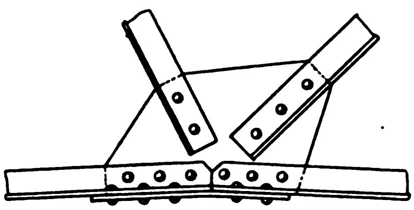


Abb. 436.

gleichzeitig auch die Köpfe der beiden liegenden Zugstangen zwischen sich fassen. Die schräggerichtete Zugstange hat ebenfalls ein Auge oder einen Kopf und ist auch durch zwei Laschen mit dem Knotenbleche vereinigt. Die Gegenstrebe besteht aus zwei Winkeleisen und ist mit dem Knotenbleche vernietet. Die zweite Skizze zeigt eine sehr häufig angewandte Konstruktion.

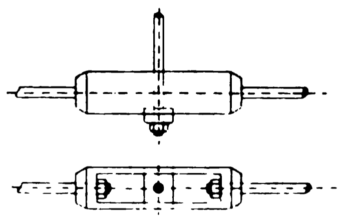


Abb. 437.

Die Verbindung der Spannstangenstücke miteinander erfolgt durch schmiedeeiserne Bügel (Abb. 437), oder Büchsen oder Muffen, welche hie und da rechts- und linksgängiges Gewinde erhalten (Abb. 438) und zugleich als Stellvorrichtungen dienen. Die Hängestangen brauchen nicht stärker als etwa 15 mm zu sein.

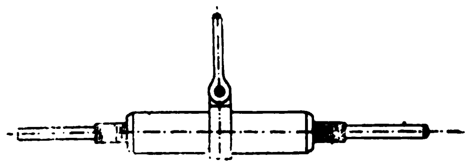


Abb. 438.

Den Anschluss der runden Spann- oder Zugstangen an die Knotenbleche zeigt die bereits früher gegebene Abbildung 424 auf Seite 247.

Werden mehrere Binder zu einem Dachstuhle zusammengestellt, so ist es sehr zweckmäßig, wie schon früher bemerkt wurde, diese Dachbinder zu je zweien zu einem sogenannten Binderpaare zu vereinigen. Man legt dann wagerechte Winkeleisen von einem Knotenpunkte des einen Binders zu dem entsprechenden Knotenpunkte des Nachbarbinders und baut zu diesem Zwecke in den Knotenpunkten noch besondere Knotenbleche ein, wie dies auch schon bei einigen Skizzen*) angedeutet wurde; außerdem bringt man noch Diagonalverbände oder Windverstrebungen zwischen den Knotenpunkten an den Hauptstreben der benachbarten Binder an. Die beiden Stangen eines solchen Diagonalverbandes führt man häufig in der Weise aus, dass man die eine aus Winkeleisen, die andere aus Flacheisen macht (Abb. 439). Man kann aber auch beide aus Rundeisen herstellen; in die Kreuzungsstelle dieser runden Stangen legt man dann einen schmiedeeisernen Ring ein, mit welchem die Stangen-

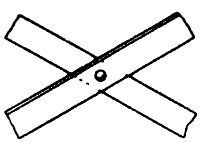


Abb. 439.

*) Vergl. Abb. 433 und 434 Seite 249.

enden verschraubt werden (Abb. 440). Bei der ersterwähnten Anordnung des Diagonalverbandes wird das Winkeleisen unter das Flacheisen gelegt und hie und da einfach vernietet. Sind eiserne Pfetten vorhanden, so dürfen diese Diagonalverbände weggelassen werden, weil die Pfetten imstande sind, dieselben zu ersetzen.

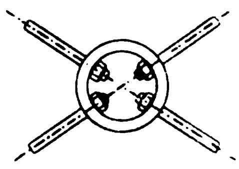


Abb. 440.

Die bisher besprochenen Binderkonstruktionen kommen bei Satteldächern zur Anwendung. Für Pultdächer können die Spannwerke wie die Hälften eines für ein Satteldach bestimmten Binders konstruiert werden.

Bei den Walmdächern ist es zweckmäßig, an den Anfallspunkten Binder anzuordnen und überdies noch unter jedem Gradsparren und auch wohl unter den etwa vorhandenen mittlen Walmsparren halbe Spannwerke anzubringen. Die beiden Einfallspunkte sind durch einen Firstenrahmen oder eine Firstpfette mit einander zu verbinden.

Bei Spannwerkskonstruktionen für Zeltdächer ordnet man die Binder meist übereck an. Die Zugstangen lässt man dann in der Mitte in einen Ring zusammengehen, innerhalb dessen die Enden verschraubt werden. Dieser Ring trägt eine Nabe, mittels welcher er an der mittlen Hängestange befestigt werden kann. Sind Gegenstreben am Spannwerke vorhanden, so kann es vorkommen, dass der Ring zur Unterstützung der Gegenstrebenenden noch besondere Hülsen erhalten muss.

Das erwähnte Musterbuch von Scharowsky enthält eine große Anzahl vollständig berechneter Beispiele von eisernen Sattel- und Kuppeldächern.

Was nun die Eindeckung der eisernen Dächer betrifft, so kann jedes beliebige Deckungsmaterial zur Anwendung kommen. Die Eindeckungen werden dann in derselben Weise ausgeführt, wie wir dies früher besprochen haben. Hier seien daher nur noch einige Bemerkungen über die bei eisernen Dachstühlen besonders häufig vorkommende Eindeckung mit Wellblech angeknüpft. Dasselbe wird in Profilen von verschiedener Wellenlänge und Wellenhöhe und in Stärken von 1 bis 2 mm angewendet. Die einzelnen Tafeln werden auf die Pfetten gelegt, die daher so weit auseinander liegen müssen, dass sich die Tafeln genügend weit überdecken können. Diese Überdeckung beträgt etwa 10 bis 15 cm und ist

bei flachen Dächern größer als bei steilen zu nehmen. Senkrecht zur Firstlinie, also in Richtung der Dachneigung, müssen sich die Tafeln um ungefähr eine halbe Wellenlänge überdecken (Abb. 441). Der Stoß wird dabei in den Wellenberg gelegt und so angeordnet, dass die entstehende Fuge von der Wetterseite abgewendet liegt. Die einzelnen Tafeln werden in diesen Stößen durch eine weite Nietung miteinander vereinigt. In den wagrechten Lagerfugen der ersterwähnten Überdeckung dürfen die Wellblechtafeln nicht sämtlich fest miteinander verbunden werden, damit sie sich bei Temperaturänderungen ungehindert ausdehnen und zusammenziehen können. Meist legt man deshalb die Wellblechtafel mit ihrem oberen Ende frei auf die Pfette und hängt sie mit Hilfe von sogenannten Haften auf die an ihrem unteren Ende liegende Pfette ein (Abb. 442). Derartige Haften kommen an jeden zweiten Wellenberg (Abb 443).



Abb. 441.

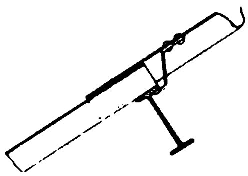


Abb. 442.

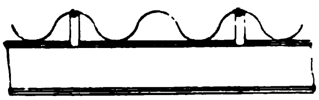


Abb. 443.

Die Abdeckung des Dachfirsten geschieht durch eine besondere Kappe, die entweder aus flachem Bleche (Abb. 444) oder ebenfalls aus Wellblech besteht (Abb. 445). In letzterem Falle ist es zweckmäßig, Kappe, Wellblech und Pfette mit einander zu vernieten.

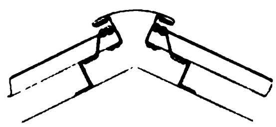


Abb. 444.

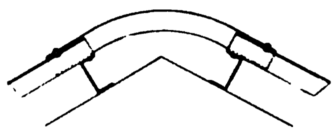


Abb. 445.

Zum Schlusse der Betrachtungen über die eisernen Dachkonstruktionen mögen nun noch die Dächer aus Trägerwellblech kurz besprochen werden. Diese Dächer unterscheiden sich dadurch von allen anderen bisher besprochenen, dass sie außer den Zugstangen, welche zur Aufhebung des Horizontalschubes dienen und außer den Hängestangen, welche zur Stützung dieser Zugstangen nötig sind, keine weitere Unterkonstruktion brauchen, sondern sich vollständig selbst frei tragen.

Die Dächer bestehen nur aus einem einzigen Trägerwellblechbogen, welcher aus einzelnen bis 4,5 m langen und etwa $^1/_2$ m

breiten Trägerwellblechen von 1 bis 2 mm Dicke zusammengenietet, sich ohne weiteres über den zu bedachenden Raum spannen lässt (Abb. 446).

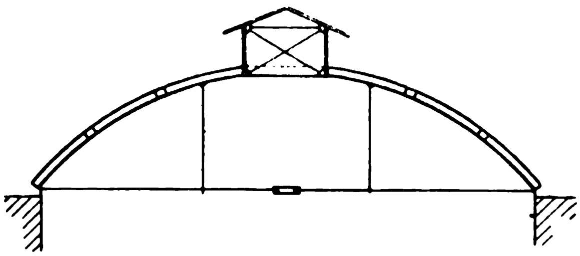


Abb. 446.

Der Wellblechbogen wird mit seinen Aufstandsenden mit einer in der ganzen Länge des Gebäudes durchgehenden Auflagerplatte oder Schiene (Abb. 447) verbunden, die dann entweder unmittelbar oder durch die Vermittelung einzelner gusseisernen Auflagerträger (Abb. 448) mit der Mauer fest verbunden ist, damit das Dach nicht abgehoben werden kann.

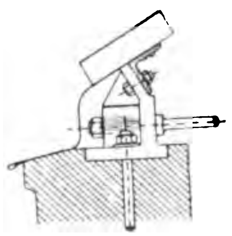


Abb. 447.

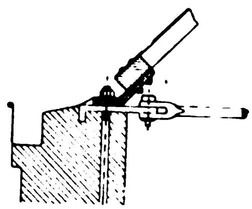


Abb. 448.

Die zur Aufhebung des Horizontalschubes bestimmten Zugstangen bringt man in Entfernungen von 2 bis höchstens 5 m Entfernung von einander an und vereinigt sie mit den schon erwähnten Auflagerträgern oder Auflagerplatten. In der Mitte erhalten die Zugstangen Stellschlösser und außerdem sind sie zur Vermeidung des Durchsackens an verschiedenen Stellen aufgehängt. Bringt man Oberlichter und Ventilationsaufsätze an, so muss man natürlicherweise, da ja dann das Dach mehr zu tragen hat, stärkere Blechsorten, als früher angegeben, benutzen.

Das Trägerwellblechdach spannt man meist nach einem Kreisbogen, dessen Stichhöhe gleich $^1/_5$ bis $^1/_6$ der Spannweite ist. Eine Diagonalverbindung oder Windverstrebung ist nicht nötig, da das ganze Dach wie eine einzige, unverschiebbare Platte anzusehen ist. Nebenstehende Skizzen (Abb. 449 bis 451) zeigen zwei Blechverbindungen, wie sie bei diesen Dächern

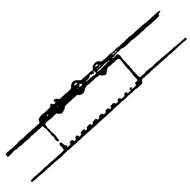


Abb. 449.

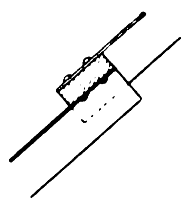


Abb. 450.


Abb. 451.

angewendet werden. Die letztere eignet sich für sogenannte tropfsichere Dächer. Selbst bei den größten Spannweiten ist auf die Ausdehnung und Zusammenziehung der Trägerwellblechdächer bei Temperaturänderungen keine Rücksicht zu nehmen, da sich diese Formänderungen nur darin äußern, dass sich die Wölbung des Daches ändert, so daß die Aufstandspunkte oder Linien ihre Lage unverändert beibehalten können.

7. Die Treppen.

Die Treppen bestehen aus Stufen, die so einzurichten sind, dass man auf ihnen bequem aus einer Höhenlage in eine andere gelangen kann. Damit dies möglich ist, müssen sämtliche Stufen einer Treppe durchaus gleiche Höhe und gleiche Breite haben. Ist in beistehender Skizze (Abb. 452) a die Breite und s die Höhe der Stufen, so nennt man das Verhältnis $a:s$ das Steigungsverhältnis der Treppe. Die Breite a führt den Namen Auftritt, die Höhe s den Namen Steigung. Für das Verhältnis der beiden Maße Steigung und Auftritt zu einander giebt es gewisse Regeln, die eingehalten werden müssen, wenn die Treppe bequem zu begehen sein soll. Nach einer solchen Regel muss sein:

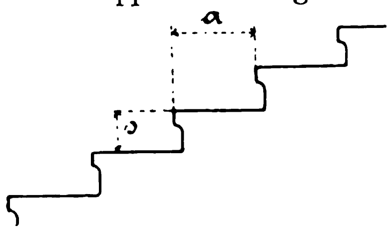


Abb. 452.

$$2s + a = 64 \text{ cm.}$$

Aus dieser Formel kann man unmittelbar entnehmen, dass zu einer geringen Steigung ein großer oder breiter Auftritt gehört und umgekehrt.

Grenzwerte für a sind etwa 18 und 34 cm, für s 15 und 23 cm. Für mittlere Verhältnisse nimmt man $a = 28$ cm, woraus sich dann $s = 18$ cm ergiebt. Ist z. B. die Stockwerkshöhe eines Gebäudes von Fußboden bis Fußboden gemessen 4 m = 400 cm, so würde sich in diesem Falle die Anzahl der Stufen zu $\frac{400}{18} \sim 22$ ergeben. Daraus erhält man die Steigung genauer zu $s = \frac{400}{22} = 18{,}18$ cm, und den Auftritt a zu 27,64 cm, wofür man aber 28 cm annehmen würde. Auch die Bedeutung und Bestimmung der Treppen ist von Einfluss

auf die Maße a und s. Im allgemeinen kann man annehmen, dass sich für Treppenbreiten

bis 1,15 m :	$a = 18$ bis 26 cm,	$s = 23$ bis 19 cm
über 1,15 „ 1,50 m Breite:	$a = 26$ „ 29 „ ,	$s = 19$ „ 17,5 „
„ 1,50 „ 1,75 m „ :	$a = 29$ „ 32 „ ,	$s = 17,5$ „ 16,5 „
„ 1,75 „ 3,00 m „ :	$a = 32$ „ 34 „ ,	$s = 16,5$ „ 15 „

als passende Maße bewährt haben.

Auf die Bequemlichkeit bei Benutzung einer Treppe ist auch die Gestalt des Grundrisses derselben von Einfluss. In dieser Beziehung unterscheidet man gerade Treppen, gewundene, gewendelte oder Wendeltreppen und Treppen gemischter Form oder halbgewundene Treppen.

Die gerade Treppe ist die bequemste, doch kann auch eine Wendeltreppe bequem werden, wenn ihre Abmessungen in richtigem Verhältnisse zu einander stehen. Die verhältnismäßig unbequemste Treppenform ist die gemischte. Trotzdem wird sie am meisten angewendet, weil man sich mit ihr den verschiedensten Raumverhältnissen am leichtesten anschmiegen kann.

Ist ein Gebäude mehrstöckig, so werden die einzelnen Stockwerkstreppen so angeordnet, dass sie in einem besonderen Raume übereinander liegen. Diesen Raum nennt man das Treppenhaus. Die Umfassungsmauern des Treppenhauses führt man über dem Fundamentmauerwerk ohne Absätze von unten bis oben in gleicher mittlerer Stärke durch; nur bei den Kellertreppen, die gewöhnlich unter den Stockwerkstreppen in demselben Treppenhause liegen, ist ein Absatz gebräuchlich.

Die geraden Treppen können einfach oder gebrochen sein. Man nennt die unterste Stufe die Antrittstufe oder den Antritt, die oberste Stufe die Austrittstufe oder den Austritt. Die Richtung der Treppe, in welcher man dieselbe von unten nach oben begeht, deutet man auf Zeichnungen durch einen Pfeil oder durch Punktierung der höher gelegenen Stufen an. Jede Treppe hat soviel Stufen als im Grundrisse Auftrittskanten erscheinen, da jede dieser Kanten oder Linien eine Steigung bezeichnet.

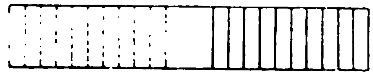


Fig. 453.

Ist die gerade einfache Treppe (Abb. 453) sehr lang, so unterbricht man sie durch einen oder mehrere Absätze, Ruheplätze oder Podeste, wobei als geringste zulässige Länge eines solchen Absatzes die dreifache Auftrittsbreite angenommen

wird. Gewöhnlich macht man übrigens diese Podeste quadratisch und ordnet nach je 10 bis 15 Stufen einen derselben an.

Um das Treppenhaus auf einen möglichst kleinen Raum zu beschränken, benutzt man die mehrarmigen oder gebrochenen Treppen. Abbildung 454 zeigt eine einmal gebrochene oder sogenannte zweiarmige gerade Treppe. In derselben bildet sich in der Ecke ein Ruheplatz, welcher ebenfalls Podest genannt wird und welchen man so breit wie die Treppe selbst macht. Abbildung 455 zeigt eine zweiarmige Treppe, deren Arme gleiche Richtung haben.

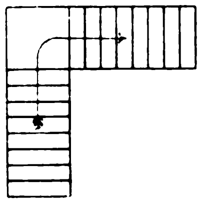


Abb. 454.

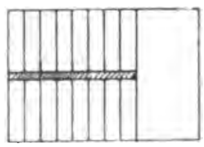


Abb. 455.

Treppen mit zweimaliger Ablenkung (Abb. 456) heißen dreiarmige Treppen. Eine solche Treppe hat zwei Podeste m von quadratischer Grundfläche. Die Stufenzahl ist in den drei Armen, wenn irgend möglich gleich zu machen. Die vierarmige Treppe endlich hat drei Podeste. Bei allen diesen mehrarmigen Treppen sind, wie überhaupt immer, vereinzelte Stufen möglichst zu vermeiden. Der Raum, welcher bei den mehrarmigen Treppen von deren einzelnen Armen umschlossen wird und der sich durch die ganze Höhe des Treppenhauses zieht, heißt das Treppenauge.

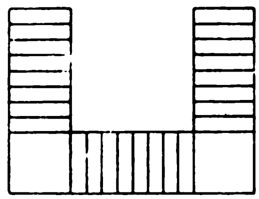


Abb. 456.

Die Wendeltreppen (Abb. 457) werden um so bequemer, je größer der Durchmesser des Treppenauges ist. An Stelle desselben ist häufig eine sogenannte Treppenspindel vorhanden. Die Stufen der gewendelten Treppen haben keilförmigen Grundriss. Man nimmt zur Bestimmung der Stufenauftritte einen Theilkreis an, welcher nahe der Stufenmitte liegt und trägt auf diesem Kreise die Auftrittsbreite sovielmal auf, als Stufen vorhanden sind. Die gewöhnlichste Form des Grundrisses einer Wendeltreppe ist der Kreis, seltener eine Ellipse.

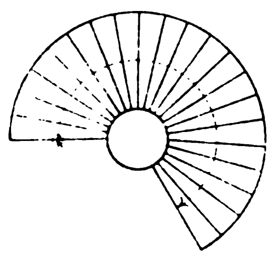


Abb. 457.

Bei den Treppen gemischter Form oder den halbgewundenen Treppen gehören die Stufen zum Teile geraden, zum Teile

gewendelten Treppen an. Diese Treppen können als zwei- und mehrarmige (Abb. 458) mit und ohne Treppenauge ausgeführt werden und gestatten eine nicht unbeträchtliche Raumersparnis.

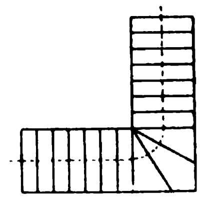


Abb. 458.

Je nach den verschiedenen Bestimmungen der Treppen unterscheidet man Freitreppen, Haupt- und Nebentreppen, sowie Keller- und Bodentreppen.

Die Freitreppen, die fast stets in Stein ausgeführt werden, sind dazu bestimmt, die Verbindung zwischen der Straßenoberfläche und einer höher gelegenen Fläche zu vermitteln. Sie liegen ganz oder teilweise im Freien und haben davon ihren Namen. Man unterscheidet Freitreppen mit Wangen und Freitreppen ohne Wangen. Die Wangen sind seitliche Begrenzungsstücke, welche etwas über die Treppe hervorragen und zur Festhaltung der Stufen in ihrer Lage dienen. Bei den Freitreppen ohne Wangen führen die Stufen nach mehreren Seiten herab und werden durch unter die Ecken gestellte Zungenmauern gestützt. Bei allen Freitreppen, die sich an Gebäude anschließen, muss die oberste Stufe wenigstens das $1^1/_2$ fache Maß eines Auftrittes zur Breite haben.

Die Haupttreppen verbinden die einzelnen Stockwerke eines Gebäudes untereinander und mit dem Hauseingange. Sie werden am besten als geradarmige oder als reine Wendeltreppen ausgeführt und müssen in vielen Gegenden stets aus Stein hergestellt werden, während in anderen Gegenden auch Holz zu denselben verwendet werden kann. Das Treppenhaus für diese Treppen ist mit feuersicheren Wänden zu umschließen. Da die Haupttreppen im Treppenhause übereinander liegen, so muss zwischen zwei übereinanderliegenden Armen ein freier Raum vorhanden sein, welcher den Verkehr auf der Treppe nicht hindert. Dieser Raum soll im Lichten wenigstens 2,2 m Höhe haben (Abb. 459)

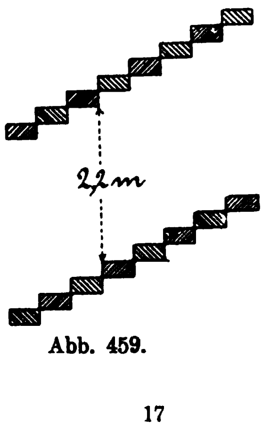


Abb. 459.

Die Neben- und Bodentreppen können aus Holz und Eisen gemacht werden und brauchen nur in gewissen Fällen aus Stein zu sein; sie unterscheiden sich von den übrigen Treppen nur durch geringere Abmessungen.

Für die Kellertreppen ist Stein dagegen der gegebene Baustoff. Diese Treppen

werden in einem Gebäude gewöhnlich mit den Haupttreppen in demselben Treppenhause untergebracht, doch können sie ein anderes Steigungsverhältnis als diese erhalten. Der über den Kellertreppen freizuhaltende Raum muss mindestens 1,8 m hoch sein.

Bei den Steintreppen unterscheidet man zwei Konstruktionen, nämlich aufgesattelte und freitragende Treppen. Bei ersteren werden die Stufen auf beiden Seiten gestützt, bei letzteren sind sie nur an einer Seite befestigt.

Bei den aufgesattelten Steintreppen muss die Auflagerung der Stufen, je nach der Länge derselben, also nach der Treppenbreite, 12 bis 15 cm betragen. Es ist empfehlenswert, die Stufen fest zu vermauern. Dieselben müssen zur Vergrößerung ihrer Tragfestigkeit mindestens 2 cm über einander greifen (Abb. 460).

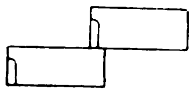


Abb. 460.

Ist die Treppe sehr breit, so sind die Stufen besonders stark zu machen; um dabei aber doch ein bequemes Steigungsmaß nicht überschreiten zu müssen, wendet man dann einen sogenannten Falz und zwar einen rechtwinkligen

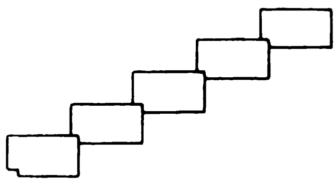


Abb 461.

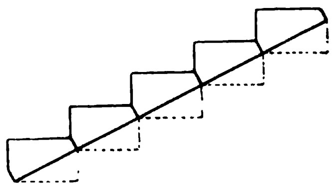


Abb. 462.

(Abb. 461) oder einen schiefen oder schrägen Falz (Abb. 462) an. Die Dicke der Stufen mit Falz nimmt man meist um 3 bis 3,5 cm größer an als die Steigung *s*.

Die Wände des Treppenhauses, zwischen welche die Stufen der aufgesattelten Treppen eingebaut werden, müssen mindestens 1 Stein oder 25 cm stark sein. Für größere Treppenanlagen, welche sich durch mehrere Stockwerke hindurch ziehen, nimmt man $1\frac{1}{2}$ Stein oder 38 cm als Mauerstärke an. Dieselbe wendet man auch an, wenn die Wände mit größeren Durchbrechungen versehen sind. Die Podeste werden aus sogenannten Flötzen, d. s. Steinplatten von der Stufendicke und 0,5 bis 0,6 m Breite hergestellt. Die Wände des Treppenauges, welche sehr oft durchbrochen sind, werden mit den Treppenumfassungsmauern an den Ecken mit Bogen verbunden, welche gleichzeitig den Podestplatten zur Unterstützung dienen (Abb. 463). Um den seitlichen Schub zu vermeiden, den diese

Bogen auf die Umfassungsmauern ausüben, und um an Baustoff zu sparen, ersetzt man die Bogen häufig durch eiserne Träger.

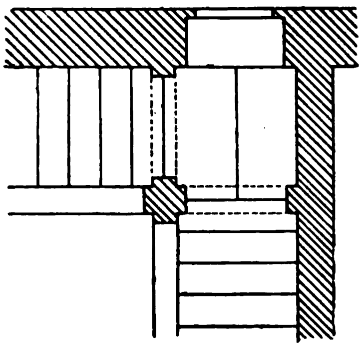


Abb. 463.

Die Tragfähigkeit steinerner Stufen ist durch Rechnung schwer zu bestimmen; für gewöhnlich genügt eine Stärke von 19 cm, Sandstein vorausgesetzt. Bei Treppenbreiten über 1,75 m muss man dies Maß vergrößern oder einen festeren Baustoff anwenden. Als größte vorkommende Belastung kann man 125 kg auf das laufende Meter annehmen. Als größte Breite der aufgesattelten Steintreppen ist 3 m anzusehen; bei derselben sind aber die Stufen zwischen ihren Auflagern nochmals zu stützen, was durch Unterwölbung, durch eiserne Träger oder in gewissen Fällen auch durch Zungenmauern geschehen kann.

Zu freitragenden Steintreppen muss besonders guter und tragfähiger Baustoff verwendet werden, auch ist bei ihnen großes Gewicht auf die sorgfältige und zuverlässige Ausführung des die Treppe umschließenden Mauerwerkes zu legen. Diese Umfassungsmauern müssen mindestens $1^1/_2$ Stein dick sein. Die beste Form freitragender Treppen ist die gewendelte, die vor der geraden Form den Vorzug hat, dass bei ihr die Stufen an der Einmauerungsstelle einen größeren Querschnitt haben als bei dieser. Die freitragenden Treppen sind stets so einzurichten, dass jede einzelne Stufe imstande ist, das Maximum ihrer Belastung selbständig zu tragen, ohne Anspruch auf Unterstützung durch die ihr vorangehenden Stufen zu machen. Bei solchen freitragenden Treppenstufen wendet man immer den schrägen Falz an. Die Antrittsstufe ist stets ihrer ganzen Länge nach aufzulagern. Zuweilen versieht man auch, um die Tragfähigkeit dieser Treppen zu erhöhen, die innere Stirnseite der Stufen mit einer in Schraubenwindungen ansteigenden Nute, welche durch einen starken Eisenstreifen ausgefüllt ist, oder man wendet eine sogenannte Wange an, die als Einfassung der freien Treppenseite dient. Die an den Treppen vorkommenden Podestplatten oder Flötze werden durch geraden Falz gegenseitig gestützt. Auch werden sie oft auf eiserne, konsolartige Träger gelagert, oder an ihren freien Enden durch eiserne Säulen, welche in den einzelnen Stockwerken

übereinander stehen, getragen. Die innere, offene Seite der Treppe wird durch ein Geländer begrenzt, welches bei guter Ausführung die Tragfähigkeit der Treppe wesentlich vermehren kann. Als größte Breite der freitragenden Steintreppen kann 1,8 m angesehen werden, während die Auflagerungslänge zwischen 20 und 30 cm schwankt

Bei den bisher besprochenen steinernen Treppen wurde stillschweigend angenommen, dass jede Stufe derselben aus einem einzigen Stücke besteht, sei dies nun ein natürlicher oder ein künstlicher Stein, der aus Zement u. s. w. hergestellt wurde. In gewissen Fällen kann man aber auch Stufen benutzen, die aus einzelnen Steinen, nach Art des Mauerwerkes zusammengesetzt sind. Will man dabei Ziegelsteine verwenden, so wird deren Breite zur Bildung der erforderlichen Steigung meist nicht ausreichen, so dass man sich durch Unterlagen von Dachziegeln und dergl. zu helfen suchen muss (Abb. 464). Derartige Stufen müssen wie die zu den Treppen gehörigen Podeste von unten besonders unterstützt werden, was durch eiserne Träger, Schienen oder Trägerwellblech oder auch durch Wölbungen geschehen kann. Auf diese Unterstützungen kommt eine Zwischenlage oder Füllung aus kleineren Steinbrocken und auf diese werden dann die Stufen aufgemauert. Alle solche Ziegeltreppen müssen äußerlich verkleidet werden.

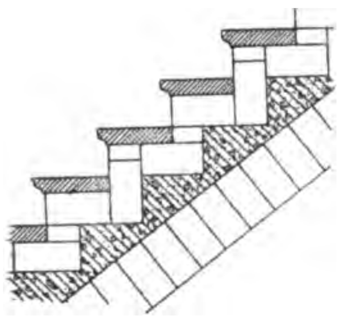


Abb. 464.

Dies geschieht entweder durch Putzen mit Zement oder Auflegen von Steinplatten oder auch durch Aufschrauben von Brettern. Bei der Holzverkleidung nennt man das wagrecht liegende, den Auftritt verdeckende Brett, das Trittbrett, das senkrecht stehende dagegen das Setzbrett.

Die hölzernen Treppen können aus vollem Holze oder aus Schnittholz hergestellt werden. Treppen der ersteren Art nennt man Blocktreppen. Sie werden jetzt fast gar nicht mehr ausgeführt, sodass hier auf ihre Konstruktion nicht näher eingegangen zu werden braucht.

Von größerer Bedeutung sind die Treppen aus Schnittholz. Die Stufen dieser Treppen bestehen aus Brettern und Pfosten und zwar zumeist aus je zweien, der sogenannten Trittstufe und der Setz-

stufe. Die erstere ist eine wagrecht liegende Pfoste, die letztere ein senkrecht stehendes Brett, das bei ganz untergeordneten Treppen häufig weggelassen wird. Die Trittstufe erhält an der vorderen Seite einen angehobelten Stab und greift mit einer Nut über die Setzstufe hinweg. Mit ihrem unteren Ende wird die Setzstufe meist stumpf (Abb. 465) gegen die folgende Trittstufe oder gegen einen Absatz derselben angelegt und mit Nägeln befestigt. Die Trittstufen macht man 4 bis 6 cm dick, die Setzstufen dagegen nur ungefähr $2^1/_2$ cm. Zu den Trittstufen nimmt man am besten Eichenholz, jedoch ist bei Nebentreppen auch Kiefernholz zulässig. Jede Treppenseite muss, selbst wenn die Treppe zwischen Wänden liegt, eine Wange zur Stützung erhalten, welche an der Wand zu befestigen ist. Je nachdem nun die Stufen auf diese aus Pfosten herzustellenden Wangen aufgelegt oder in dieselben eingeschoben sind, unterscheidet man Treppen mit aufgesattelten, und Treppen mit eingeschobenen Stufen. Die Wangen erhalten bei ersteren dreieckige, den Stufen entsprechende Ausschnitte, bei letzteren in die Wangen eingearbeitete Nuten von ungefähr $2^1/_2$ cm Tiefe, welche genau dem Stufenquerschnitte entsprechen (Abb. 466) Die Höhe oder Breite der Wangen bestimmt man hierbei dadurch, dass man von den einzelnen Ecken der Nut für die Stufen 4 bis 5 cm senkrecht nach oben oder unten aufträgt und die so erhaltenen Punkte durch einen stetigen Linienzug miteinander verbindet. Die Stärke der Wangen nimmt man zu 5 bis 7 cm an. Wenn die Treppe nicht zwischen die Wände eines Treppenhauses kommen kann, sondern frei stehen muss, so ist es nötig unter einzelnen Stufen an passenden Stellen Bolzen durch die Treppen zu ziehen, durch welche die beiden Wangen miteinander verschraubt werden können. Enthält die Treppe ein Podest, so spannt man, um dasselbe herzustellen, zwischen die Mauern des Treppenhauses zwei Balken querüber, zieht zwischen dieselben kleine Wechselbalken ein und befestigt dann eine Dielung darauf (Abb. 467). Die Wangen stoßen gegen den vordersten Balken und

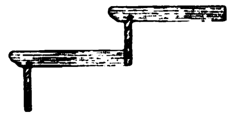


Abb. 465.

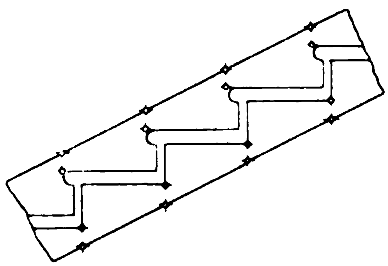


Abb. 466.

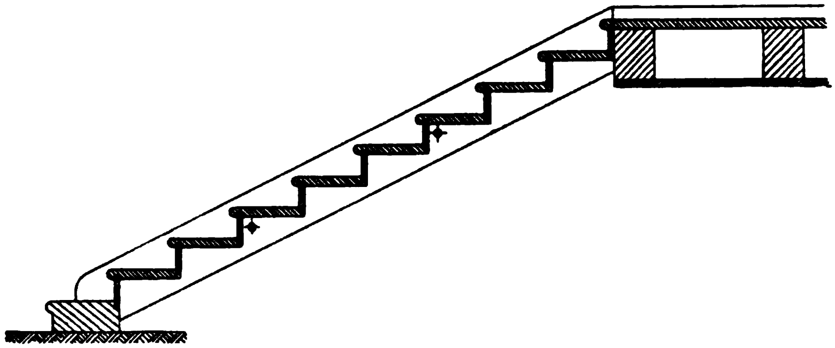


Abb. 467.

werden durch Zapfen daran befestigt. Die Antrittsstufe wird häufig aus vollem Holz oder aus Stein gemacht und nur, wenn die Wangen unten auf einem Balken stehen, was man übrigens möglichst zu erreichen suchen muss, darf sie ebenfalls aus Schnittholz hergestellt werden. Hinter der Austrittsstufe bringt man ein quer hindurchgehendes Holz, den sogenannten Treppenwechsel an, der so zu legen ist, dass man noch das Setzbrett der obersten Stufe an ihn anschlagen kann.

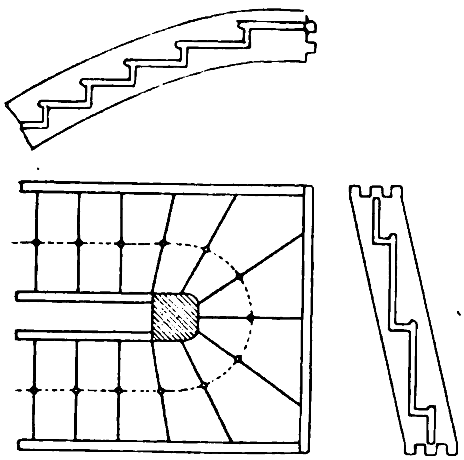


Abb. 468.

Häufiger als gerade Treppen, macht man Treppen gemischter Form und Wendeltreppen aus Holz. In den Wendepunkt der gemischten Treppen stellt man gern eine Säule mit einem Querschnitt von 20 bis 30 cm im Quadrat, in welche die inneren Wangen der Treppen mit Zapfen befestigt sind und welche die Nut zur Aufnahme der einzuschiebenden Treppenstufen enthält (Abb. 468). Bei der Einteilung der Stufen ist darauf zu sehen, dass keine Setzstufenstirnseite auf eine der Ecken der äußeren Wangen stößt, weil sonst die Verbindung der in jener Ecke zusammenstoßenden Teile schlecht und unzuverlässig werden würde.

Ist es nicht möglich, eine Säule anzuwenden, so muss die innere Wange gekrümmt werden. Dies geschieht durch Anwendung eines

sogenannten Krümmlings, in den die geraden Wangen einzuzapfen sind. Außerdem werden sie auch noch durch eiserne Schienen mit demselben verbunden. Die inneren Wangen müssen, damit der Krümmling nicht zu stark gekrümmt wird, wenigstens um die Krümmlingsbreite oder Wangenhöhe von einander entfernt liegen. Die Stufen werden mittels Zapfen im Krümmlinge befestigt; auch hier ist darauf zu achten, dass keine Setzstufe auf die Fuge zwischen Krümmling und Wange zu stehen kommt.

Die richtige Anordnung der Auftrittskanten der Stufen im gewundenen Teile einer gemischtformigen Treppe ist von größter Bedeutung für die bequeme Begehbarkeit; deshalb mögen hierüber noch einige Worte gesagt werden. Die Einteilung der Auftritte im Grundrisse einer Treppe wird auf einer in der Mitte der Treppenbreite gezogenen Linie vorgenommen. Zieht man nun die Stufenkanten im gewendelten Teile der Treppe nach dem Mittelpunkte der Windung, so erhalten die Oberkanten der Wangen, da wo die Wendelung beginnt, Knicke, weil hier an der inneren Wange die Auftritte der Stufen plötzlich viel kleiner werden, während die Steigungen natürlicherweise dieselben bleiben müssen. Man zieht deshalb die Auftrittskanten der Wendelstufen nicht nach dem Windungsmittelpunkte, sondern so, dass die Änderung der Auftrittsbreiten allmählich vor sich geht und die Oberkante der Wangen stetig gekrümmt erscheint. Das beste Verfahren, dies zu erreichen, dürfte folgendes sein.*)

Man denke sich zunächst die Auftrittskanten der Wendelstufen nach dem Windungsmittelpunkte gezogen (Abb. 469 und 470) und durch die Oberkante der Stufen an der inneren Wange eine Linie gelegt. Wenn man nun die Letztere abwickelt, so erhält man eine doppelt geknickte gerade Linie. Die Knicke gleiche man sodann durch Kreisbogen aus, wie dies aus Abbildung 470 hervorgeht. Dann trage man auf einer senkrechten Linie neben dem soeben erhaltenen Linienzuge den Auftritt sovielmal auf als Stufen vorhanden sind und ziehe durch die betreffenden Punkte Wagerechte bis zum Schnitte mit jenem ausgeglichenen Linienzuge. Von diesen Schnittpunkten fälle man schließlich Lote auf die Wagrechte durch den tiefsten Punkt der Treppe und übertrage diese Punkte in den Treppengrundriss. Verbindet man nun noch die Teilpunkte auf der Treppenmittellinie mit den eben gefundenen Punkten an der inneren Wange,

*) Vergleiche Breymann, Baukonstruktionslehre Band II.

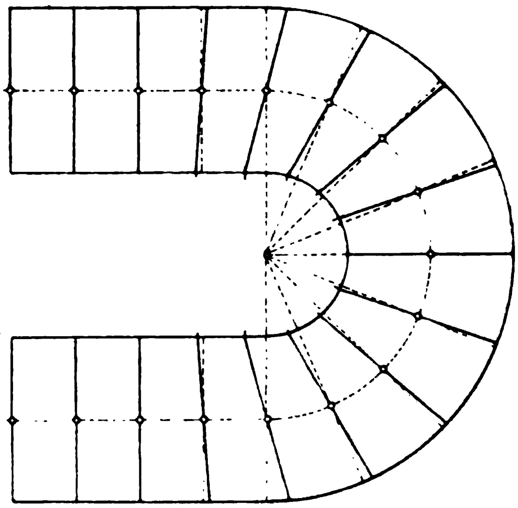


Abb. 469.

so erhält man die gesuchten Auftrittskanten.

Bei den reinen Wendeltreppen sind beide Wangen gekrümmt. Dieselben sind dabei auch aus einzelnen Teilen, Krümmlingen, zusammenzusetzen. Die entstehenden Stoßfugen werden entweder senkrecht gestellt oder rechtwinklig zur Steigungsrichtung angenommen. Die Verbindung der einzelnen Wangenteile erfolgt durch durch Zapfen, eiserne Schienen und Bolzen. Steht die Treppe frei, so ist es auch hier nötig, die Wangen durch unter den Stufen durchgezogene Schraubenbolzen zu verankern.

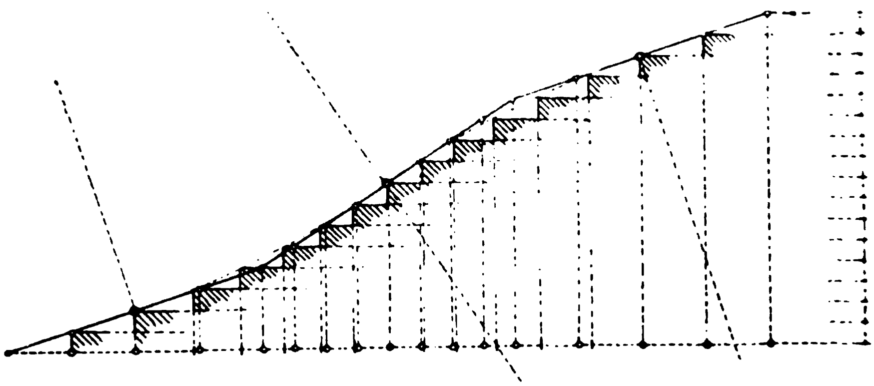


Abb. 470.

Das Eisen findet bei Treppen vielfache Verwendung und man kann dasselbe sowohl in Verbindung mit Stein und Holz, als auch allein zu deren Herstellung benutzen. Von Wichtigkeit ist die gleichzeitige Anwendung von Eisen und Stein.

Bei Treppen mit Steinstufen kann die Breite so groß werden, dass die Stufen von unten in ihrer Mitte nochmals gestützt werden müssen. Da, wo sich die hierzu gebräuchlichen Zungenmauern nicht ausführen lassen und da, wo man auch an

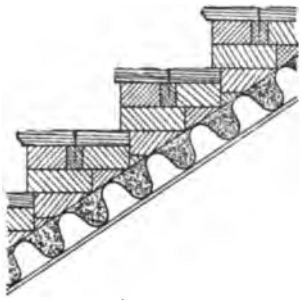


Abb. 471.

der Außenseite der Treppen die schwerfällig aussehenden mit Bogen und Pfeilern versehenen Wangenmauern vermeiden will, kann man mit Vorteil eiserne Wangen und Zwischenträger benutzen. Ebenso kann das Eisen bei der Unterstützung der Podeste mit Vorteil verwendet werden. Besonders geeignet zu diesen Zwecken sind das I- und [-Eisen, sowie das Trägerwellblech. Die Stufen werden entweder auf einer Seite eingemauert und auf der anderen, der Seite des Treppenauges, durch eine eiserne Außenwange gestützt, oder auf beiden Seiten aufgesattelt, indem man auch auf der Seite der Treppenhausmauer einen eisernen Träger, die Wandwange, anordnet. Die Podeste können durch Trägerwellblech oder durch I-Träger und zwischengespannte Kappengewölbe gestützt werden; auch ganze Treppenarme kann man durch Trägerwellblech stützen, wie Abb. 471 zeigt. Es geschieht dies namentlich dann, wenn die Stufen aus Backsteinen oder dergl. aufgemauert sind. Das Wellblech wird dabei beiderseits auf Wangen gelegt. Solche Wangen können auch aus Gusseisen hergestellt werden. Die unteren Enden der Wangen üben einen Horizontalschub aus und müssen deshalb gut befestigt werden, wie dies die Abb. 472 in einem Beispiele zeigt.

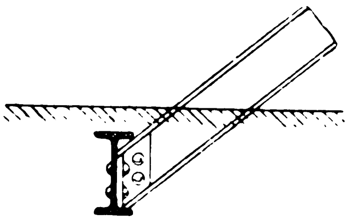


Abb. 472.

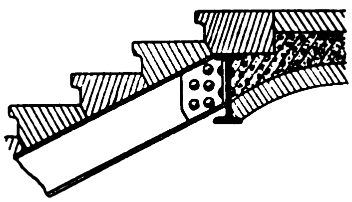


Abb. 473.

Die Berechnung der eisernen Treppenwangen geschieht am einfachsten in der Weise, dass man die Länge der betreffenden Wange im Grundrisse als Länge eines auf beiden Seiten wagrecht frei aufliegenden und mit etwa 350 kg für das lfd. Meter gleichförmig belasteten Trägers ansieht und das erforderliche Widerstandsmoment für diesen bestimmt.

Ist n die Anzahl der Stufen, a der Auftritt und b die Breite derselben, alles in cm, so ergiebt sich das erforderliche Widerstands-

moment für den Wangenquerschnitt aus der einfachen Formel:

$$W = 0{,}000006 \, . \, b \, . \, (na)^2.$$

Beide Wangen sind durch Queranker mit einander zu verbinden. Als Treppenwechsel oder Podestträger wird gewöhnlich ein ⊏- oder I-Eisen genommen, dem man eine solche Höhe giebt, dass man die Wangen bequem daran befestigen kann (Abb. 473).

Empfehlenswert ist es, den durch die Wangen auf die Treppenwechsel oder Podestträger ausgeübten Seitenschub durch Querträger aufzunehmen und auf die Treppenhauswand oder den nächsten Podestträger zu übertragen.

Viel weniger Bedeutung als die eben besprochenen Treppen, bei denen das Eisen gewissermaßen nur als Hilfsbaustoff auftritt haben die ganz eisernen Treppen. Dieselben kommen fast nur als Nebentreppen vor und werden als gerade Treppen und als Treppen gemischter Form in Schmiedeisen, als Wendeltreppen aber meist in Gusseisen ausgeführt. Bei ersteren stellt man die Wangen meist aus glattem Bleche her, ebenso die Setzstufen, wenn solche überhaupt vorhanden sind, während man die Trittstufen aus geripptem oder gelochtem, etwa 5 mm starkem Bleche macht. Die Querverbindung erfolgt hierbei meist durch die Winkeleisen (Nr. 4)

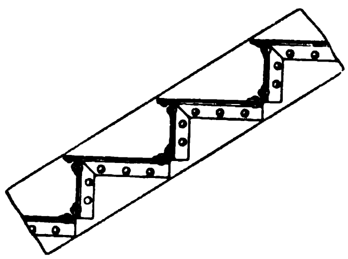


Abb. 474.

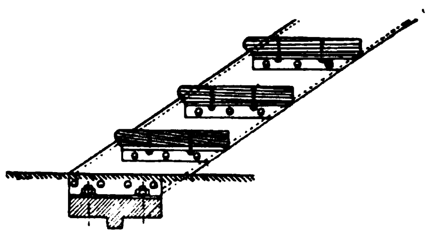


Abb. 475.

die den Trittstufeu als Auflager dienen (Abb. 474). Diese Treppen haben den Nachteil, dass ihre Auftritte leicht glatt werden und Unfälle veranlassen können. Es ist deshalb zweckmäßig, die Trittstufen aus Holz herzustellen oder doch mit Holz oder Stein abzudecken. Man bekommt dann Konstruktionen, wie sie die vorstehende Skizze (Abb. 475) zeigt.

Bei den gusseisernen Wendeltreppen werden die Stufen entweder aus dem Ganzen hergestellt, also in einem Stücke gegossen oder aus einzelnen Teilen zusammengesetzt. Um die Stufen bei der ersteren Konstruktion möglichst leicht zu machen, werden sowohl

die Tritt- und die Setzstufen als auch die Stirnseiten der Stufen nach verschiedenen Mustern durchbrochen. Die Verbindung der einzelnen Stufen mit einander erfolgt durch Verschraubungen, weshalb die Stufen mit angegossenen Büchsen versehen sind, durch welche die Schrauben und die unteren Enden der Geländerstäbe gesteckt werden. Am leichtesten ausführbar sind die Wendeltreppen, bei denen die Stufen aus einzelnen Stücken zusammengesetzt sind. Solche einzelne Stufenteile zeigen die beigefügten Skizzen, und zwar Abb. 476 eine Trittstufe, Abb. 477 eine Setzstufe und Abb. 478

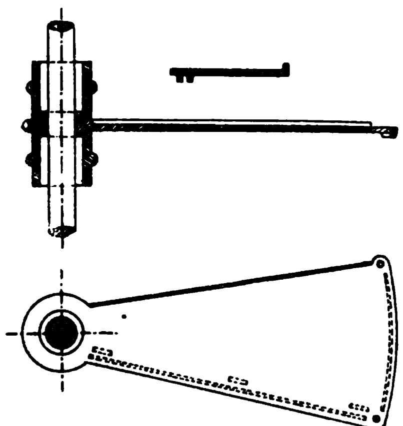


Abb. 476.

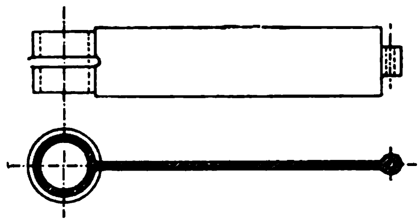


Abb. 477.

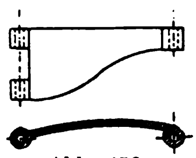


Abb. 478.

eine Stufenstirnseite. Alle Wendeltreppen erhalten eine von unten bis oben durchgehende Spindel aus 3,5 bis 5 cm dickem Rundeisen Das untere Ende der Spindel wird mit einem Vierkant versehen und steckt in einer gut befestigten gusseisernen Fußplatte (Abb. 479). Ist eine feste Verlagerung des oberen Spindelendes nicht ausführbar, so muss man, um Schwankungen der Treppe zu vermeiden, einzelne Stufen mit Bankeisen an den benachbarten Mauern befestigen. Um dies ausführbar zu machen, sind die Wendeltreppen in Gebäudeecken unterzubringen. Die Breite der Wendeltreppen beträgt gewöhnlich 0,6 bis 1,0 m, der Durchmesser ihres Grundrisses also 1,2 bis 2,0 m.

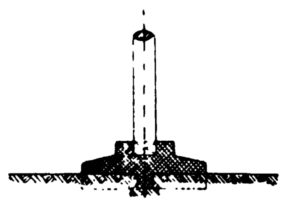


Abb. 479.

IV. Dampfkesseleinmauerungen und Hüttenöfen.

1. Dampfkesseleinmauerungen.

Dieselben werden stets nach besonderen Zeichnungen ausgeführt und sind in vollkommen dichtem Mauerwerke, das gewöhnlich im Kreuzverbande und in den Umfassungswänden $1^1/_2$ bis 2 Stein dick hergestellt wird, zu errichten. Die dabei zu benutzenden Ziegelsteine müssen wenigstens da, wo sie von den Feuergasen berührt werden, ganz genaues Format haben. Die Steine werden in den Mörtel, der in Gestalt eines dünnen Breies verwendet wird, nur eingetaucht und aneinander gefügt. Der Mörtel besteht aus Thon und Sand; bei seiner Zubereitung ist zu berücksichtigen, dass fetter Thon mehr Sandzusatz erheischt als magerer.

Die Teile des Mauerwerkes, welche der Einwirkung des Feuers unmittelbar ausgesetzt sind, bekleidet man häufig mit einem Futter aus feuerfesten Steinen oder man überzieht sie mit einer besonderen Glasur, welche man dadurch erhält, dass man das Mauerwerk mit einem ziemlich dünnen Brei, der aus 3 R. T. trockenem Lehm und 1 R. T. Kochsalz mit schwachem Essig angerührt wird, überzieht.

Die Herstellung eines guten Verbandes zwischen den feuerfesten Steinen des Futters und den Ziegeln des Außenmauerwerkes, die meist das Normalformat $25 \times 12 \times 6{,}5$ haben, ist wegen der zwischen ihnen notwendigen engen Fugen, die auch Pressfugen heissen, nur ausführbar, wenn die feuerfesten Steine ein besonderes Format, welches vom Normalformate etwas abweicht, besitzen. Nimmt man die Pressfugen und zwar sowohl die Stoß- als die Lagerfugen 4 mm weit, so ergiebt sich die erforderliche Größe der feuerfesten Steine zu $25 \times 12{,}3 \times 6{,}5$ cm.

Zur Vermauerung der feuerfesten Steine wird Mörtel aus Schamottemehl und magerem Thone verwendet und zwar benutzt man zweckmäßigerweise im Feuerungsraume selbst ein Gemisch von

1 Raumteil Thon und 1 R. T. Schamottemehl, in den Zügen ein solches von 1 Teil Thon und 2 Teilen Schamottemehl.

Pressfugen sollten bei Kesseleinmauerungen stets zur Ausführung kommen, wenigstens da, wo die Feuergase das Mauerwerk bestreichen, weil diese Gase besonders in den Fugen Angriffspunkte zur Zerstörung des Mauerwerkes finden. Deshalb muss das letztere im Innern auch sehr glatt sein und deswegen sollten auch zerschlagene Steine möglichst wenig zur Anwendung kommen.

Es ist zweckmäßig, das äußere Mauerwerk, das sogenannte Rauhgemäuer nach seiner vollständigen Austrocknung mit äußerem Abputz zu versehen, um Wärmeverluste möglichst zu verhüten. Dem gleichen Zwecke dienen Schichten von Korksteinen, die man in das Innere der Umfassungswände mit einmauert.

Zwischen dem Kesselmauerwerke und den Wänden des Kesselhauses muss stets ein gewisser Zwischenraum gelassen werden, dessen Mindestweite in den verschiedenen Ländern verschieden vorgeschrieben ist. Muss ein Kessel auf feuchten Boden gestellt werden, so ist die Sohle der Einmauerung durch eine Schicht von Asphalt oder Beton von dem Erdboden zu trennen, damit die Erdfeuchtigkeit nicht in das Kesselmauerwerk eindringen kann.

Wegen der Temperaturänderungen, welchen das Kesselmauerwerk ausgesetzt ist, muss in vielen Fällen eine kräftige Verankerung desselben vorgenommen werden. Man verwendet zu dieser Verankerung Walzeisen von verschiedenen Profilen, Eisenbahn- und Gusseisenschienen, welche besonders an den Langseiten, Gusseisenplatten, die meist an den Stirnseiten und an den Ecken angebracht werden, sowie schmiedeiserne Schraubenanker, welche jene Teile mit einander verbinden und teilweise im Mauerwerke selbst liegen. Die Feuerzüge sind durch Putzlöcher, die durch gusseiserne Deckel verschlossen werden können, zugänglich zu machen.

2. Bau von Hüttenöfen.

Auch die Hüttenöfen sollten stets nach Zeichnung gebaut werden. Ein Ofen ist ein Apparat, in welchem durch Verbrennung gewisser Körper Wärme entwickelt wird, die durch Abgabe an andere, zu erhitzende Körper nutzbar wirkt.*) Die Verbrennung, wie sie für diese Betrachtungen von Wichtigkeit ist, ist bekanntlich nichts weiter als die unter Feuererscheinung vor sich gehende Vereinigung

*) Vergl. Ledebur, die Öfen für metallurgische Prozesse. Freiberg.

der verbrennenden Körper mit Sauerstoff. Bei der Entwicklung der Wärme im Ofen sind zwei Fälle möglich. Entweder liefert der zu erwärmende Körper selbst die für die Verbrennung nötigen Stoffe durch Zersetzung, wie dies beispielsweise in der Bessemerbirne der Fall ist, oder es müssen fremde Körper, sogenannte Brennstoffe verbrannt werden. Die Verwendung von Brennstoffen kommt bei weitem am häufigsten vor. Durch die Verbrennung werden die sogenannten Verbrennungsprodukte erzeugt und diese sind es, welche die Wärme auf die zu erhitzenden Körper übertragen. Während die Verbrennungsprodukte gasförmig sind, sind die zu erhitzenden Körper fest oder flüssig; sie gehen aber infolge der fortdauernden Wärmeeinwirkung sehr oft nach und nach in den flüssigen oder in den gasförmigen Zustand über. Da die Erhitzung des im Ofen befindlichen, zu bearbeitenden oder zu verarbeitenden Stoffes die Hauptaufgabe des Ofens ist, so wird dieser seine Bestimmung um so besser erfüllen, je vollkommener die Abgabe der Wärme von den Verbrennungsprodukten an die zu erhitzenden Stoffe in ihm vor sich geht; er muss also so eingerichtet sein, dass er die Wärmeabgabe möglichst begünstigt. Das kann durch hohe Temperatur der wärmeabgebenden Körper (hohe Verbrennungstemperatur) geschehen. Dieser hohen Temperatur müssen die zum Ofen verwendeten Baustoffe in genügender Weise widerstehen können. Jede Wärmezuführung von außen begünstigt die Wärmeausnutzung im Innern des Ofens durch Steigerung der Temperatur und dadurch erleichterte Wärmeüberleitung. Hierauf beruht der große Nutzen einer Vorwärmung der Brennstoffe und der zur Verbrennung nötigen Luft. Sodann wird die Wärmeübertragung durch eine längere Einwirkung der Verbrennungsprodukte auf den zu erhitzenden Körper begünstigt. Die ersteren bewegen sich vom Orte ihres Entstehens, der Feuerung weg durch den Ofen bis zu dem entgegengesetzten Ofenende, wo sie entweichen. Die Temperatur im Ofen ist um so niedriger, je langsamer diese Bewegung erfolgt, oder je größer der Querschnitt ist, den die Verbrennungsprodukte durchstreichen, deshalb muss der Querschnitt des Ofens an einer Stelle, an der eine bestimmte hohe Temperatur erzeugt werden soll, entsprechend klein gemacht werden.

Auch durch eine große Berührungsfläche zwischen den wärmeabgebenden und den wärmeaufnehmenden Körpern wird die Wärmeübertragung erleichtert. Die gegenseitige Berührung kann auf zweierlei Weise erfolgen. Bei der einen liegt der zu erhitzende Körper auf dem Boden des Ofens und die gasförmigen Verbrennungs-

produkte ziehen über ihn hinweg. Öfteres Wenden oder Rühren desselben befördert hierbei die Wärmeübertragung. Der Baustoff, aus welchem der Ofen hergestellt ist, muss hierbei den erforderlichen mechanischen Einwirkungen in genügender Weise widerstehen können. Bei der anderen Art der Berührung füllt der wärmeaufnehmende Körper den ganzen Ofenquerschnitt aus und die wärmeabgebenden Gase müssen durch ihn hindurchstreichen. Am günstigsten ist es hierbei, wenn sich der zu erhitzende Körper in nicht zu kleinen Stücken im Ofen befindet, damit sich die Gase durch die sich zwischen den einzelnen Stücken befindenden Zwischenräume hindurch bewegen können. Ein schlecht wärmeleitender, fester Körper muss in kleinen Stücken, ein flüssiger in dünner Schicht, also mit großer Oberfläche der Einwirkung der wärmeabzugebenden Körper ausgesetzt werden, wenn er dieselbe Wärmemenge in gleicher Zeit aufnehmen soll, wie ein besser leitender. Schließlich ist für gewisse Prozesse die Anwendung der sogenannten Gegenstromwirkung sehr vorteilhaft, nach welcher die etwaige Bewegung der zu erhitzenden Körper dem Zuge der Verbrennungsprodukte entgegengerichtet ist.

Von der gesamten Wärme, die in einem Ofen durch Verbrennung entwickelt wird, geht jedoch trotz aller Vorkehrungen nur ein verhältnismäßig geringer Teil von den Brennstoffen auf die zu erhitzenden Körper über, während ein anderer Teil stets unbenutzt verloren geht. Je kleiner das Verhältnis der verlorenen Wärme zu der entwickelten und benutzten Wärme in einem Ofen ist, desto besser ist derselbe, desto günstiger ist also seine Leistung. Die hauptsächlichsten Verluste entstehen durch das Entweichen von Wärme mit den gasförmigen Verbrennungsprodukten aus dem Ofen und durch den Durchgang von Wärme durch die Ofenwände. Der erstere Übelstand liegt in der Natur der Sache und kann nicht beseitigt werden, er ist aber durch geeignete Konstruktionen etwas, wenn auch nur in sehr geringem Maße, zu verbessern. Mit dem zweiten Mangel ist es etwas weniger schlimm bestellt und man kann diese Verluste durch die Wahl und Anwendung geeigneter Baustoffe und passender Konstruktionen nicht unwesentlich vermindern.

Aus den bisherigen Betrachtungen ergiebt sich, dass die zum Ofenbau verwendeten Baustoffe für die Wirkung und den Bestand der Öfen von außerordentlicher Wichtigkeit sind. Die der Hitze ausgesetzten Teile der Öfen müssen aus einem Stoffe bestehen, welcher sowohl der Hitze allein, als auch der chemischen Einwirkung

der erhitzten Körper, sowie der etwa vorkommenden mechanischen Einwirkung durch in den Ofen gebrachte Gezähe möglichst zu widerstehen vermag. Die mechanische Einwirkung der Gezähe zerstört die Baustoffe dadurch, dass sie dieselben zum Zerspringen und Abbröckeln bringt, ohne jedoch ihren Aggregatzustand zu verändern. Die Hitze allein wirkt zunächst ähnlich, indem sie Sprünge und Risse im Ofenmauerwerke durch die Ausdehnung uud Wiederzusammenziehung desselben bei wechselnder Temperatur hervorruft; sie kann diese Stoffe außerdem aber auch noch wegschmelzen oder verflüssigen. Treten nun noch chemische Einflüsse hinzu, so können die Baustoffe schließlich auch noch zersetzt oder aufgelöst werden. Die Anforderungen, welche an die Baustoffe für den Ofenbau gestellt werden müssen, sind demnach so verschiedener Art, dass ohne weiteres einzusehen ist, dass kein einziges Material allen diesen Ansprüchen gleichzeitig genügen kann. Bei der großen Verschiedenheit der in den Hüttenöfen vorkommenden Temperaturen und chemischen Wirkungen kann sich die Widerstandsfähigkeit eines bestimmten Stoffes vielmehr nur immer auf ganz bestimmte Temperaturen und auf ganz bestimmte chemische Einflüsse beziehen. Man nennt solche Stoffe, welche der Hitze oder den für sie besonders schädlichen Temperaturwechseln, sowie den chemischen Einflüssen möglichst lange widerstehen können, feuerfeste Baustoffe. Aus solchen feuerfesten Baustoffen werden die inneren Wände der Öfen, die Sohle und die Decke derselben, die zusammen Kern oder Futter, auch die Zustellung genannt werden, gebildet, also die Teile, welche in unmittelbare Berührung mit dem Feuer kommen. Diese inneren Ofenwände werden häufig durch äußere, nicht feuerfeste Wände aus gewöhnlichem Mauerwerke, das sogenannte Rauhgemäuer oder durch Mäntel oder Platten aus Eisen umgeben und zusammengehalten. In manchen Fällen bilden sogar gekühlte Metallwände die einzige Umhüllung, den einzigen Abschluss des Ofenraumes nach außen und vertreten Kern und Rauhgemäuer gleichzeitig. Die zum Rauhgemäuer verwendeten Baustoffe unterscheiden sich, wie schon angedeutet wurde, nicht von den zu den gewöhnlichen Baukonstruktionen benutzten; die feuerfesten Baustoffe, die wir früher nur ganz kurz erwähnen konnten, bedürfen dagegen hier wenigstens noch einer kurzen Besprechung*).

Im allgemeinen gilt für dieselben die Regel, dass sie durch die im Ofen erhitzten Körper nicht angegriffen werden dürfen, es

*) Vergl. Schnabel, Lehrbuch der allgemeinen Hüttenkunde. Berlin.

kommen jedoch in besonderen Fällen auch Prozesse vor, bei denen ein Teil des Baustoffes zur Verschlackung gewisser Körper mit beizutragen hat, also verzehrt oder umgewandelt wird. Als diejenigen Körper, welche die wesentlichsten Bestandteile der feuerfesten Baustoffe bilden sind Kieselsäure, Thonerde, Magnesia und Kalk zu bezeichnen. Hierzu kommen noch einige Eisenoxyde, einige Silikate, Graphit und einige Metalle. Von diesen Körpern werden nur die Metalle und die Oxyde in reinem Zustande als feuerfeste Materialien verwendet; alle übrigen Körper enthalten dagegen entweder schon von Natur größere oder geringere Mengen von Verunreinigungen oder sie werden absichtlich mit andern Körpern vermischt, um ihre Brauchbarkeit zu erhöhen. Die Metalle werden beim Ofen meist in der Gestalt von Blechen, Schienen oder Röhren angewendet, die anderen feuerfesten Baustoffe dagegen als Bausteine oder als lose Massen und man benutzt sie entweder so, wie sie in der Natur vorkommen oder man stellt sie künstlich in bestimmten Gestalten und Größen und aus verschiedenen, für den jeweiligen Zweck passenden Gemengteilen her. Näheres hierüber findet man in dem genannten Schnabelschen Werke. Was nun die Form dieser Steine betrifft, so kann diese selbstverständlich je nach dem Zwecke derselben auch verschieden sein. Zunächst ist das bereits bei Besprechung der Dampfkesseleinmauerungen besprochene sog. Normalformat*) $25 \times 12{,}3 \times 7$ cm zu erwähnen, welches in der Länge mit dem Ziegel-Reichsformat übereinstimmt, aber breiter und höher als dieses ist, damit man mit demselben die für den Bestand des Ofenmauerwerkes so wichtigen Pressfugen herstellen und die Steine dieses Formates gleichzeitig mit den gewöhnlichen Normalziegeln in guten Verband bringen kann, was häufig nötig wird. Ein Zerschlagen derartiger Vollsteine, wie es bei den gewöhnlichen Mauerziegeln häufig vorkommt und wie es sich bei denselben besonders da nötig macht, wo Ecken und Öffnungen im glatten Mauerkörper auftreten, ist für die feuerfesten Steine nicht anzuraten, weil die sich durch den Bruch ergebenden rauhen Flächen den verschiedenen früher erwähnten zerstörenden Einflüssen zu günstige Angriffsstellen darbieten würden. Die halben, viertel und achtel Stücke, die bei den gewöhnlichen Ziegeln Quartiere u. s. w. genannt werden, die sogenannten Halb- und Viertelplättchen, sowie die den gewöhnlichen Kopf- oder Riemenstücken entsprechenden Riegel müssen daher besonders geformt und gebrannt werden.

*) Zeitschrift des Vereines deutscher Ingenieure 1893. Seite 323.

Letzteres geschieht übrigens nicht immer und häufig werden nur die Steine gebrannt, die einen längeren Transport auszuhalten haben. Ebensowenig wie man die feuerfesten Vollsteine zerschlagen darf, um kleinere Stücke zu bekommen, ebensowenig darf dies geschehen, um Wölbsteine herzustellen; auch diese müssen besonders geformt werden Gewöhnlich wendet man zwei Sorten von Wölbsteinen an, nämlich Läufer und Strecker. Für gewisse Bogen werden aber auch anders gestaltete Stücke geformt und zwar sogenannte Seiten- oder Kämpferstücke und Mittelstücke (Abb. 480). Die sonst noch vorkommenden Formen können wir hier unmöglich alle erwähnen; bemerkt werden mag nur noch, dass man bei Öfen, bei denen mehrere Feuer- oder Heizzüge übereinander liegen, vielfach

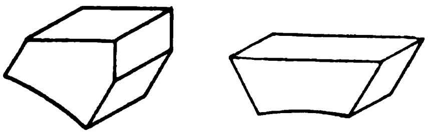


Abb. 480.

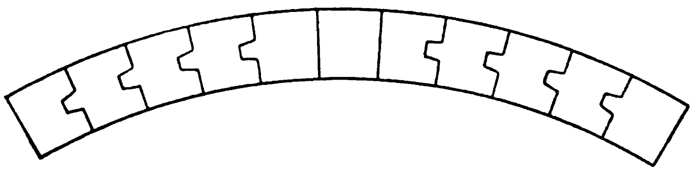


Abb. 481.

die sogenannten Klammersteine (Abb. 481) anwendet, welche ein Durchdringen der Gase aus einem Kanale in den darüberliegenden oder das Durchsickern etwa entstehender Flüssigkeiten von oben nach unten verhüten oder doch wenigstens erschweren sollen.

Die feuerfesten Steine werden in derselben Weise vermauert, wie dies mit den gewöhnlichen Ziegeln geschieht. Die Steine werden also wie dort, aber mit besonders engen Fugen, wie wiederholt werden mag, gehörig in Verband gesetzt, wozu man meist den Kreuzverband, hie und da aber auch den Blockverband benutzt. Die Gewölbe, welche beim Ofenbau ziemlich häufig vorkommen, werden ebenfalls genau so ausgeführt, wie wir es schon bei der Besprechung der einzelnen Gewölbearten kennen gelernt haben, nur mit dem Unterschiede, daß bei Gewölben, die aus feuerfesten Steinen hergestellt werden, wie bereits bemerkt ausschließlich besonders geformte Steine zur Verwendung kommen. Die beim Ofenbau gebräuchlichsten Gewölbeformen sind Tonnengewölbe nach Stichbogen und nur selten mit anderen Wölblinien, sodann Kuppelgewölbe und zwar sowohl Vollkuppeln als auch Hängekuppeln und ellipsoidische Gewölbe.

Die Tonnengewölbe werden meist auf Schalung gewölbt, die Kuppelgewölbe aus freier Hand. Bei Anwendung von Klammersteinen werden zunächst die Aufstands- oder Kämpferlager hergestellt und dann zwischen diese die Schalungen gebracht. Der Bau der Gewölbe erfolgt sodann gleichzeitig von den beiden Kämpferlinien her und das Gewölbe wird zuletzt durch Schlusssteine nach oben abgeschlossen. Im Scheitel dieser Gewölbe sollen Fugen ebenso nach Möglichkeit vermieden werden, wie bei den Gewölben aus gewöhnlichen Steinen. Die Gewölbe müssen häufig oben scheitrecht abgeschlossen werden, damit ihr Rücken als Sohle für einen zweiten Kanal oder Feuerzug dienen kann. Zweckmäßig ist es dann, gleich Steine anzuwenden, welche nach oben verlängert sind (Abb. 482) und so eine wagrechte obere Leibung ergeben. Derartige Konstruktionen kommen z B. bei den sogenannten Muffelröstöfen vor. Dass bei den aus Klammersteinen gebildeten Gewölben und Bogen gerade im Scheitel die Verklammerung fehlt, ist ein Nachteil, denn gerade im Scheitel der Wölbung suchen die Gase nach oben zu entweichen.

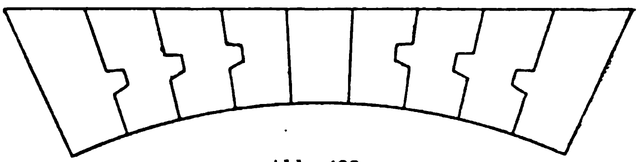


Abb. 482.

Die in den Öfen herrschende hohe Temperatur kann, wie früher bereits bemerkt wurde, in mehrfacher Hinsicht auf die Baustoffe zerstörend einwirken. Gegen diese Einwirkung und namentlich vor dem Wegschmelzen schützt man die vorzugsweise der Erhitzung ausgesetzten Stellen des Ofeninnern durch künstliche Kühlung, indem man entsprechend geformte Stücke aus Gusseisen, Bronze oder Schmiedeisen, durch welche kaltes Wasser fließt, in das Mauerwerk einlegt. Erfolgt der Durchfluss des Wassers so, dass seine Temperatur dabei nicht über 50° steigt, so darf sogar das das Kühlwasser enthaltende Metallstück den Einflüssen der im Inneren des Ofens herrschenden Hitze ohne weiteren Schutz ausgesetzt werden. Das kalte Wasser lässt man dabei an der tiefsten Stelle des zu kühlenden Teiles eintreten und zwar unter einem gewissen Drucke. Dem entsprechend muss das erwärmte Kühlwasser an der höchsten Stelle des gekühlten Teiles diesen wieder verlassen, damit man sicher ist, dass derselbe vollständig gefüllt ist und dass sich kein Dampf in seinem Inneren ansammeln kann. Das Wasser muss den Kühlungsraum mit einer gewissen Geschwindigkeit durchströmen

und zur Hervorbringung dieser Geschwindigkeit, also zum Austausche des erwärmten Wassers gegen kaltes ist der vorhin erwähnte Druck nötig.

Um der Bildung von Rissen entgegenzuwirken und um die Wärme im Inneren des Ofens zurückhalten zu können, muss man der Ofenwandung eine gewisse Stärke geben. Wenn diese beträchtlich wird, so führt man den Ofen zweckmäßigerweise mit Kern und Rauhgemäuer aus. Der stärker erhitzte Kern dehnt sich natürlich mehr aus, als das ihn umgebende Rauhgemäuer und um diese größere Ausdehnung nicht zu hindern, lässt man zwischen Kern und Rauhgemäuer einen Zwischenraum, der mindestens 1 cm weit sein muss. Bei größeren Öfen und stärkerer Hitze wird der Zwischenraum bis zu 12 cm oder $^1/_2$ Stein weit gemacht. Derselbe ist mit Luft gefüllt und erschwert den Wärmedurchgang nach außen. Es ist zweckmäßig, aber ziemlich schwierig, zwischen dem Kerne und dem Rauhgemäuer einen guten Verband herzustellen, der die Standfestigkeit des Kernes bedeutend erhöht und ähnlich ausgeführt wird, wie jener Verband, den wir bei der Besprechung der Gebäudeumfassungswände mit Isolierluftsicht kennen lernten. Ist ein derartiger Verband, der sich der verschiedenen Ausdehnung des Kernes und des Mantels wegen nicht immer ausführen lässt, nicht vorhanden, so dass man für die Standfestigkeit des Kernes fürchten muss, so füllt man den Zwischenraum zwischen Kern und Mantel mit lockerer Masse, Kohlenstückchen, Asche, Schlamm oder dergleichen aus. Man erhöht hierdurch zwar die Standfestigkeit des Kernes, vermindert aber die Wärmezusammenhaltung etwas.

Bei dem Aufbau eines aus Futter und Rauhgemäuer oder aus Kern und Mantel bestehenden Ofens kann man auf dreierlei Art verfahren. Entweder wird zunächst das Rauhgemäuer fertig gemacht und das Futter dann eingesetzt oder es werden beide, Mantel und Kern, gleichzeitig hergestellt oder endlich es wird erst der Kern und dann der Mantel aufgeführt. Das erstere Verfahren wird angewandt bei Öfen von größeren Abmessungen und bei solchen, wo zwischen Kern und Mantel kein Verband vorhanden ist. Das zweite Verfahren wendet man neuerdings fast immer an und das letzte Verfahren endlich hat nur bei kleinen Öfen einigermaßen Berechtigung.

Bei der Bestimmung einer geeigneten Gesamtwandstärke für einen Ofen hat man folgendes zu berücksichtigen. In Schachtöfen mit senkrechter gerader Achse ist der eigentliche Verbrennungsraum auf einen verhältnismäßig kleinen Teil des ganzen Ofens beschränkt

und aus diesem Grunde fällt auch der Wärmedurchgang durch das Mauerwerk bei derartigen Öfen geringer aus als bei Flammöfen mit wagrechter oder geneigter Achse und mit großem Verbrennungsraume.

Es ist leicht einzusehen, dass der Schutz gegen Wärmeverluste den man durch dicke Ofenwände erzielen kann, umsoweniger in Betracht kommt, je schneller der im Ofen durchgeführte Prozess vor sich geht, je kürzer also die Dauer eines einmaligen Betriebsabschnittes ist. Bei sehr hoher Ofentemperatur ist es häufig viel richtiger, die durch Wegschmelzung hervorgerufene rasche Abnutzung des Futters durch wirksame Kühlung oder künstliche Wärmeentziehung hintanzuhalten, als eine Ersparnis an Wärme durch die Ausführung dicker Wände zu erstreben. Deshalb hat man auch bei Schachtöfen z. B. den Bau eines Futters und eines Rauhgemäuers nach und nach aufgegeben und baut sie jetzt meist in einem einzigen Schachte, dessen Wandstärke nur durch die erforderliche Standfestigkeit des Ofens bestimmt wird. Neuerdings hat man sogar, wie schon bemerkt wurde, den Schacht nur aus Eisenblech ohne Steinfutter, aber mit durchgreifender äußerer Wasserkühlung ausgeführt. Auf der Innenseite der eisernen Schachtwandung setzt sich dabei sehr bald eine Schicht von erstarrenden Massen an, welche den Schacht vor der weiteren Einwirkung der Hitze und der chemischen Einflüsse schützt. Zweckmäßiger und empfehlenswerter als bei Schachtöfen sind dicke Wände für Flammöfen. Namentlich gilt dies dann, wenn der Betrieb des Ofens längere Zeit hindurch andauert. Bei solchen Öfen darf jedoch das feuerfeste Futter selbst nicht zu dick sein, denn dasselbe kann wegschmelzen, wodurch sich die innere Gestalt des Ofens immer mehr von den richtigen Abmessungen entfernt und allerhand Nachteile entstehen können. Man ist also zeitweilig genötigt, ein neues Ofenfutter einzusetzen. Je dicker dies Futter ist, um so empfindlicher ist der unmittelbare Verlust an Baustoff und Geld Um die Dauer dieser Öfen zu verlängern, versieht man in neuerer Zeit auch bei ihnen diejenigen Teile, welche den zerstörenden Einwirkungen der Hitze am meisten ausgesetzt sind mit Wasser- oder doch wenigstens mit Luftkühlung. Die Wasserkühlung geschieht ähnlich, wie früher angegeben wurde. Zum Zwecke der Kühlung mit Luft ordnet man passende Kanäle an, in denen sich die Luft bewegt. Die Wasserkühlung ist natürlich viel wirksamer, die Luftkühlung aber giebt ein vortreffliches Mittel an die Hand, die Ver-

brennungsluft vorzuwärmen, was, wie zu Anfang dieser Betrachtungen angedeutet wurde, sehr zweckmäßig ist. Die Wandstärke des Futters pflegt man bei solchen Öfen an den nicht gekühlten Stellen 12 bis 25 cm, also $^1/_2$ bis 1 Stein stark zu machen. Ein Rauhgemäuer braucht dann nur an den Stellen angebracht zu sein, an denen das Futter nach außen geschützt werden muss oder an denen man eine unregelmäßige innere Ofenform des äußeren Ansehens wegen ausgleichen will. Bei Öfen, für welche das Wegschmelzen des Futters nicht zu befürchten ist und in denen durch einen lange andauernden Betrieb ein gewisser Beharrungszustand eintritt, wirken dagegen diese Mauern sehr vorteilhaft, namentlich, wenn sie aus zwei parallelen Steinschichten gebildet werden, welche durch eine stehende Luftschicht getrennt sind.

Da jede Fuge und jeder Riss im Ofenfutter den mehrfach erwähnten, auf Zerstörung wirkenden Einflüssen eine geeignete Angriffsstelle darbietet, so muss man bestrebt sein, die Fugen ihrer Zahl und Weite nach möglichst zu vermindern. In dieser Hinsicht verdiente also die Herstellung des Ofenfutters aus Masse den Vorzug. Die Masse muss aber, um genügende Festigkeit zu erlangen. vor Inbetriebnahme des Ofens durch ein in demselben unterhaltenes Feuer getrocknet werden und hierbei entstehen im Futter Risse, welche den Vorzug der Zustellung aus Masse wesentlich beeinträchtigen können. Es ist deshalb stets zweckmässig, den Ofen, wenigstens den Kern, wenn er mit den sogenannten Normalsteinen nicht leicht aufzuführen ist, aus besonderen Formsteinen herzustellen. Durch ein großes Format dieser Steine wird zwar die Anzahl der Fugen vermindert, die Schwierigkeit der Anfertigung und die Herstellung dieser Steine in guter Beschaffenheit selbst aber vermehrt, sodass man nicht gerne über eine gewisse Grenze hinausgeht.

In vielen Fällen sind selbst die 4 mm weiten Pressfugen, die wir bei dem sogenannten Normalformate der feuerfesten Steine kennen lernten noch zu breit und in diesen Fällen muss man dann die Fugen noch enger machen oder andere Formsteine anwenden.

Natürliche Steine, wie z. B. Sandstein, Puddingstein u. s. w. dürfen nur in genügend getrocknetem Zustande zum Ofenbau verwendet werden. Hierbei hat man noch darauf zu sehen, dass aus geschichtetem Gesteine hergestellte Stücke so in den Ofen eingesetzt werden, dass die Richtung ihrer Schichtung senkrecht auf den der Hitze ausgesetzten Flächen steht. Da die natürlichen sowohl als auch die künstlichen Steine ohne weiteres niemals genau auf ein-

ander passen, so muss man sie, wenn das Mauerwerk sehr hoher Temperatur ausgesetzt ist, sorgfältig auf einander aufschleifen, damit man das erforderliche Bindemittel, den Mörtel, in möglichst dünnen Schichten einbringen kann. Bei niedrigen Temperaturen verwendet man als Bindemittel Lehm, bei hohen Temperaturen aber einen dünnen Mörtel aus Thon und aus demselben Stoffe, aus dem die zu vermauernden Steine bestehen. Letzteres ist erforderlich, weil sonst in den Fugen eine leicht schmelzbare Verbindung entstehen kann. Wie das aus Masse hergestellte, so muss auch ein aus Formsteinen bestehendes Ofenfutter durch ein im Innern des Ofens unterhaltenes leichtes Feuer allmälig ausgetrocknet werden, damit sich später, bei Inbetriebnahme des Ofens durch zu rasches Bilden und Entweichen von Wasserdämpfen aus den Bindemitteln keine Risse bilden können.

Um ein Auseinandertreiben des Mauerwerkes zu verhüten, bedürfen die meisten Öfen noch einer besonderen Verankerung oder Rüstung, die aus eisernen Ankerplatten und Ankern besteht. An Stelle der Ankerplatten kann man in vielen Fällen auch alte Eisenbahnschienen oder Profileisen verwenden. Die Anker selbst können den Ofen von außen umspannen oder durch das Mauerwerk hindurchgehen; jedenfalls aber müssen sie vor der unmittelbaren Einwirkung der Flammen oder der Verbrennungsprodukte geschützt werden Kleinere Öfen von cylindrischer oder kegelförmiger Gestalt kann man einfach mit einem Blechmantel umgeben, doch darf man dabei nicht vergessen, zwischen Mauerwerk und Mantel einen mit lockeren Massen auszufüllenden Zwischenraum zu lassen, damit sich das Mauerwerk ungehindert nach allen Seiten ausdehnen kann. Der Blechmantel wird auf einen eisernen Ring gestellt und mit diesem verschraubt. Bei größeren derartigen Öfen würde der Blechmantel zu schwer sein und es genügt meist vollständig, diese Öfen wie Tonnen mit eisernen Reifen oder Ringen zu binden. Zu diesen Ringen ist besonders zähes und festes Eisen zu nehmen; sie werden durch Verkeilung oder Verschraubung geschlossen. Um die heißeren Ofenteile sind die Ringe dichter anzuordnen, als um die kühleren. Öfen mit eckiger Grundfläche werden gewöhnlich durch gußeiserne Platten oder Schienen eingefasst, wobei je zwei einander gegenüberstehende durch schweißeiserne Anker mit einander verbunden werden müssen. Hat der Ofen eine gewölbte Decke, so erhält gleichzeitig der Gewölbeschub durch eine derartige Verankerung den erforderlichen Widerstand. Übrigens ist auch hierbei auf die Ausdehnung des Ofens Rücksicht zu nehmen und namentlich dürfen die verwendeten

Platten mit einander nie zu einem Ganzen verbunden werden; es muß vielmehr zwischen den einzelnen Platten stets ein genügender Zwischenraum, der unter Umständen nur einige Millimeter zu betragen braucht, gelassen werden.

Über die Abmessungen, welche den einzelnen Öfen zu geben sind, kann hier natürlich weiter nichts gesagt werden und wir müssen uns mit den vorstehenden allgemeinen Bemerkungen begnügen. Nur mag noch darauf hingewiesen sein, dass die Abmessungen der Öfen in einzelnen Fällen auch von der Größe der Gezähstücke abhängig sind, mit denen im Innern der Öfen gearbeitet wird. Auch bei der Bemessung des um jeden Ofen zu lassenden freien Raumes ist auf die Länge der Gezähstücke Rücksicht zu nehmen.

Viel Aufmerksamkeit endlich verlangt die Gründung der Ofenbauten und namentlich bei schweren Öfen ist auf diese Gründung die größte Sorgfalt zu verwenden. Man muss dabei besonders bestrebt sein, das Eindringen der Erdfeuchtigkeit in das eigentliche Ofengemäuer nach Möglichkeit zu verhindern. In den meisten Fällen wird man deshalb zunächst eine Betonunterlage auf den vorher zu ebnenden gewachsenen Boden aufbringen, auf welcher dann das eigentliche Grundmauerwerk errichtet werden kann. Damit letzteres leicht austrocknet, spart man häufig sich kreuzende Kanäle im Fundamente aus.

V. Fabrikschornsteine.

Die Fabrikschornsteine erfordern als selbständige Bauwerke besondere Aufmerksamkeit, denn sie stellen nicht unbedeutende Kapitalsanlagen dar.

Sie gelangen vorzugsweise in dreierlei Form zur Ausführung und bekommen entweder runden, achteckigen oder quadratischen Querschnitt. Von diesen Querschnittsformen ist diejenige die beste, welche bei gleicher Querschnittsgröße den abziehenden Gasen den geringsten Reibungswiderstand entgegensetzt und gleichzeitig den geringsten Baustoffaufwand erfordert. Beiden Bedingungen genügt der runde Querschnitt am besten, die anderen noch in Betracht kommenden Querschnittsformen sind um so ungünstiger, je weiter sie sich von der Kreisform entfernen. In neuerer Zeit werden daher die Schornsteine meist mit rundem Querschnitte ausgeführt, obwohl man hierzu besonderer Formsteine bedarf. Weniger oft wendet man die achteckige Form an, die zwar aus gewöhnlichen Normalsteinen hergestellt werden kann, aber sehr geübte Maurer verlangt. Zur viereckigen Form greift man nur dann, wenn Formsteine nicht zu erlangen und die zu beschäftigenden Maurer wenig geübt sind.

Zur Bestimmung der Schornsteinabmessungen, namentlich der Höhe und lichten Weite sind die mannigfachsten Theorien aufgestellt worden, ohne dass es indes gelungen wäre, allgemein giltige Regeln aufzufinden. Es liegt dies daran, dass in der Praxis an derartigen Anlagen fortwährend geändert wird, dass der Betrieb bald vermehrt, bald vermindert werden muss und dass die von der Theorie für einen bestimmten Fall angenommenen Grundbedingungen sehr bald nicht mehr gelten. Man begnügt sich deshalb in der Praxis mit Erfahrungssätzen. Hiervon sind diejenigen die zweckmäßigsten und sichersten, welche die in Frage kommenden Abmessungen in ein Verhältnis zu der in einem bestimmten Zeitraume zu verbrennenden Brennstoffmenge oder zu der abzuführenden Gasmenge bringen. 1 kg mittlere Steinkohle entwickelt bei Dampf-

kesselanlagen durchschnittlich 22 $^2/_3$ kg Verbrennungsprodukte, deren jedes einen Raum von rund 0,75 cbm bei 0° C einnimmt. Unter Berücksichtigung des zur vollständigen Verbrennung erforderlichen Überschusses an Luft liefert demnach:

1	kg	Steinkohle	17 cbm
1	„	Braunkohle	15 „
1	„	Torf	13 „

Verbrennungserzeugnisse von 0° C. Da nun aber die Verbrennungsprodukte nicht mit 0°, sondern mit einer höheren Temperatur t° in den Schornstein eintreten, so ist das für 0° ermittelte Gasvolumen auf das Volumen für t° nach dem bekannten Gesetze:

$$V_t = V_0 (1 + \alpha t)$$

umzurechnen, worin $\alpha = \frac{1}{273}$ der Ausdehnungskoeffizient der Heizgase ist. Die Endtemperatur, mit welcher die Gase den Kessel verlassen, liegt erfahrungsgemäß zwischen 250 und 300° C, im Mittel also bei 275°. Deshalb kann man $V_t = V_0\left(1 + \frac{275}{273}\right) \backsim 2\ V_0$, d. h. gleich dem doppelten Volumen der Gase bei 0° annehmen. Aus dem so ermittelten Volumen und der Ausströmungsgeschwindigkeit der Gase kann man dann den erforderlichen lichten Querschnitt des Schornsteins berechnen. Die Ausströmungsgeschwindigkeit nimmt man meist zu 3 Metern in der Sekunde an, wobei man die Möglichkeit hat, die vor dem Schornsteine befindliche Heizanlage noch etwas vergrößern zu können. Unter 1 bis $1^1/_2$ Meter sollte man die Ausströmungsgeschwindigkeit niemals nehmen. Wird dann die Anlage um das 4- bis 6fache vergrößert, so ergiebt sich für diese Vergrößerung eine Ausströmungsgeschwindigkeit von 4 bis 9 Metern, was noch angeht. Bei Schornsteinen hinter Flammöfen, wie sie in Hüttenwerken vorkommen, sollte man die Geschwindigkeit der Gase in der Esse nicht kleiner als 2 m und bei Schornsteinen hinter Siemensöfen nicht größer als 5 m annehmen.

Sehr häufig macht man den kleinsten freien Querschnitt des Schornsteines gleich dem vierten Teile der Gesamtrostfläche, auf welcher Steinkohle oder Kok und gleich dem sechsten Teile der Gesamtrostfläche, auf welcher Braunkohle, Torf oder Holz verbrannt wird. Der Brennstoffverbrauch auf 1 qm Gesamtrostfläche und Stunde beträgt unter mittleren Verhältnissen für Dampfkesselanlagen

55 bis 70 kg bei Kok
60 „ 75 „ „ backender Steinkohle
80 „ 100 „ „ magerer Steinkohle
120 „ 200 „ „ Braunkohle
„ 250 „ „ Holz und Torf.

Auch zur Bestimmung der Schornsteinhöhe bedient man sich am vorteilhaftesten gewisser Erfahrungsregeln. Es empfiehlt sich die Höhe gleich dem fünfundzwanzig- bis dreißigfachen kleinsten lichten Durchmesser des Schornsteins zu machen. Die Höhe hängt jedoch wesentlich mit von der Umgebung des Standortes der Esse ab und darf nie geringer als die der benachbarten Gebäude sein. Für mittlere Verhältnisse schwankt die Höhe zwischen 16 und 50 Metern. Zu bemerken ist hier noch, dass die Zugwirkung niedrigerer Essen mehr von den Witterungsverhältnissen beeinflusst wird als die der höheren Schornsteine. Die Regel, die Schornsteinhöhe über dem Roste zu $H = 25\,D$ bis $30\,D$ anzunehmen, hat sich in der Praxis sehr gut bewährt, wenigstens bis zu oberen lichten Weiten von $D = 2{,}5$ m. D ist der Durchmesser des in den lichten Querschnitt des Schornsteines eingeschriebenen Kreises. Darüber hinaus dürfte der zwanzigfache lichte Durchmesser für die Höhe genügen. Die nach dieser Regel bestimmten Schornsteinhöhen sind allerdings etwas reichlich bemessen, sie gewähren aber infolge der mit ihnen verbundenen guten Zugverhältnisse allein schon dadurch große Vorteile, dass der Betrieb der Heizanlage von der Güte des Brennmateriales ziemlich unabhängig gemacht wird. -- Sehr gebräuchlich sind auch folgende Formeln von v. Reiche:

$$D = 0{,}1\,B^{0{,}4};\quad H = 0{,}00277\left(\frac{B}{R}\right)^2 + 6\,D.$$

Hierin ist B die in einer Stunde verbrannte Brennstoffmenge in kg, R die Gesamtrostfläche in qm.

Den nach den mitgeteilten Formeln oder irgend einem anderen Verfahren bestimmten kleinsten Querschnitt kann man nun an verschiedene Stellen des Schornsteines legen (Abb. 483). Entweder macht man den Schornstein von oben bis unten gleich weit oder man macht ihn unten weiter als oben oder schließlich oben weiter als unten. Von diesen drei Schorn-



Abb. 483.

steinformen ist diejenige die beste, welche den besten Zug liefert und die geringsten Anlagekosten verlangt. Den besten Zug giebt jener Schornstein, dessen Gase mit der größten Geschwindigkeit entweichen und das ist einer, der nach oben zu enger wird, dessen engster Querschnitt also oben an seiner Mündung liegt. Der Schornstein, welcher unten gerade so weit ist wie oben, steht ihm hierin nahezu gleich, der, welcher unten enger ist, dagegen nach. In Bezug auf Reibungswiderstände ist der Schornstein, welcher unten enger als oben ist, der günstigste. Die geringsten Anlagekosten verursasht unter sonst gleichen Umständen ein Schornstein, dessen Wandstärken ein Mindestmaß haben. Diese Wandstärken sind erstens abhängig von der Temperatur der entweichenden Gase und müssen um so größer sein, je höher diese Temperatur ist und zweitens von der notwendigen Standfestigheit des Schornsteines, die einzig und allein durch das Gewicht der Mauermassen hervorgebracht wird und hinreichend groß sein muss, um dem seitlichen Drucke des stärksten Sturmes widerstehen zu können. Mit Rücksicht auf die Standfestigkeit sind wieder die Schornsteine, welche nach oben zu enge werden, am besten, die gleichweiten minder gut und die oben erweiterten am schlechtesten. Bei gleichzeitiger Berücksichtigung der nötigen, durch die Temperatur bedingten Mauerstärken kann übrigens unter Umständen ein oben und unten gleich weiter Schornstein der zweckmäßigste sein.*) Die folgenden Betrachtungen beziehen sich nur auf Schornsteine, deren engster Querschnitt an der Mündung liegt, weil dies die Anordnung ist, welche bei der weitaus größten Zahl aller Schornsteine vorkommt.

An einem Schornsteine kann man unterscheiden den Kopf, den Schaft oder die Säule, den Sockel oder Unterbau und das Fundament.

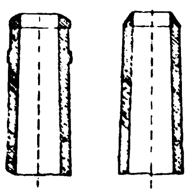


Abb. 484. Abb. 485.

Der Kopf darf nur mit leicht ausgekragtem Kapitäle oder Knauf versehen sein (Abb. 484); von Reiche empfiehlt, letzteren überhaupt wegzulassen (Abb. 485), die Mündung also ganz glatt auszuführen, weil bei vorspringendem Kopfe der Wind sehr leicht schädlich wirken kann und zwar sowohl auf die Standfestigkeit als auch auf den Zug der Feuergase. Zum oberen Abschluss wende man einen einfachen Hausteinring an, dessen Teile durch Klammern aus Kupfer oder verzinktem Eisen zusammengehalten

*) Vgl. H. v. Reiche, Anlage u. Betrieb der Dampfkessel.

werden oder man decke den gemauerten Kopf mit Gusseisen- oder Bleiplatten ab. Will man doch ein Kapitäl anwenden, so ist über diesem noch ein glattes cylindrisches Rohrstück von 0,5 m Höhe aufzusetzen. Der Schornsteinkopf ist mit einem Blitzableiter zu versehen, an dessen Luftleitung benachbarte Metalldächer, Dampfkessel u. s. w. anzuschließen sind.

Der Schaft bekommt außen die Gestalt einer runden oder vielkantigen Säule. Diese Säule erhält eine Böschung oder einen Anlauf, der 3 bis 5 cm im Durchmesser für jedes Meter Höhe beträgt. Im Inneren hat die Säule Absätze (Abb. 486), die man wie folgt bestimmt. Den kleinsten lichten Querschnitt des Schornsteines legt man an seine Mündung und giebt ihm dort, wenn es sich um Schornsteine mit quadratischem oder achteckigem Querschnitte handelt, die mit Normalsteinen gebaut werden, eine Wandstärke

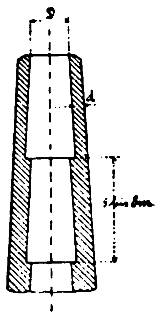


Abb. 486.

$d = 12$ cm ($^1/_2$ Stein), wenn $D < 1{,}5$ m und
$d = 25$ „ (1 „), „ $D \geq 1{,}5$ m

ist. Hat man es dagegen mit einem Schornsteine von rundem Querschnitte zu thun, der aus radialen Formsteinen besteht, so giebt man ihm oben eine Wandstärke von:

$d = 15$ cm, wenn $D < 1{,}5$ m
$d = 20$ „ „ $D \geq 1{,}5$ „
$d = 25$ „ „ $D \geq 2$ „

ist. Diese Wandstärke vergrößert man nach unten aller 5 bis 8 Meter um 6 oder 12 cm bei Normalsteinen und um 5 oder 10 cm bei Formsteinen. Wären die so entstehenden Absätze nicht vorhanden, sondern nähme die Wandstärke von oben nach unten gleichmäßig zu, so würde man mehr Material verbrauchen und es müssten sehr viel verschieden große Steine angewendet oder viele Steine zerhauen werden.

Der Sockel wird hie und da weggelassen, meist aber wird er vier- oder achtkantig aufgeführt. Letzteres geschieht auch bei runden Schornsteinen. Man mache den Sockel der Baustofferspamis wegen nicht höher als unbedingt nötig ist und höchstens gleich $^1/_5$ der gesamten Schornsteinhöhe über Erdgleiche (Abb. 487). Es ist zweckmäßig, den Sockel im Innern durch ein aus gewöhnlichen Ziegeln in Lehm oder Kalkmörtel ausgeführtes, $^1/_2$ Stein starkes Futter vor der größten Hitze zu schützen. Zwischen dem Futter und der Sockel-

mauer wird ein 5 bis 10 cm weiter freier, aber oben abzudeckender Hohlraum ausgespart (Abb. 488). Das Futter muss sich ungehindert von dem übrigen Mauerwerke ausdehnen und zusammenziehen können. Bei besonders heißen Gasen macht man dasselbe aus besten feuerfesten Steinen. Das Schornsteinrohr reiche 0,6 bis 0,8 m unter die Sohle des Fuchses, damit sich Flugasche absetzen kann. Giebt man der Firste des Fuchses eine starke Ansteigung, so kann man diese Grube auch weglassen. An der der Einmündung des Fuchses gegenüberliegenden Seite des Sockels bringt man bequem befahrbare Öffnungen an, die mit einem leichten,

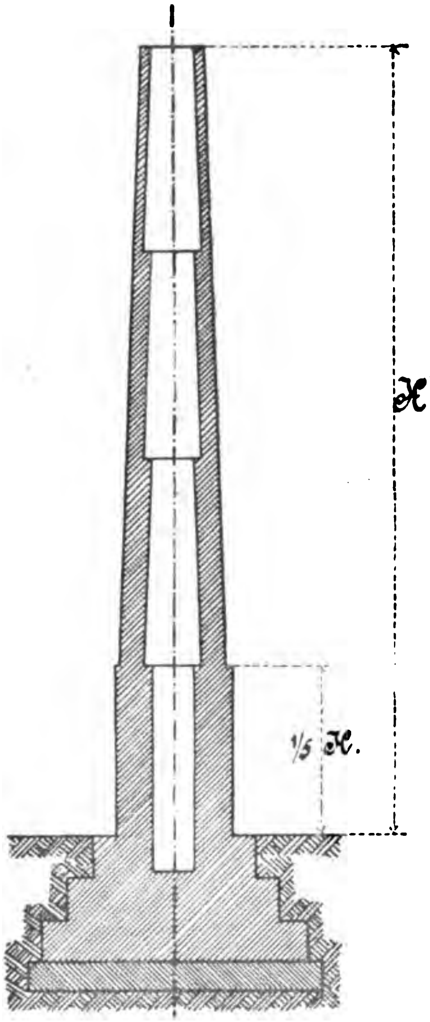
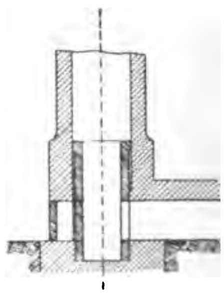


Abb. 487.


Abb. 488.

schnell zu entfernenden Mauerwerke ausgesetzt werden. Münden mehrere Kanäle von verschiedenen Seiten in den Schornstein ein, so müssen sie durch Zwischenwände so getrennt werden, dass keine Stauung durch den Stoß der aufeinandertreffenden Gasströme entstehen kann. Diese Scheidewände sind so hoch zu machen, dass die Gase bereits eine gleichmäßig aufwärtsgerichtete Bewegung angenommen haben, ehe sie sich vereinigen. Den Sockel mache man wenigstens so breit, dass die Verlängerungen der äußeren Begrenzungs-

linien des Schaftes noch innerhalb des Sockelmauerwerkes bleiben. Gewöhnlich macht man ihn um 0,5 bis 1,0 m breiter als den äußeren unteren Durchmesser der Schornsteinröhre. Das Fundament wird meist mit einer quadratischen Grundfläche versehen, deren Größe man nach dem Gesamtgewichte des Schornsteines, Kopf, Schaft, Sockel und Fundament, zu bestimmen hat — wobei man als Gewicht des Mauerwerkes

1600 kg/cbm für gewöhnliche weiche Normalziegel
1800 „ „ scharfgebrannte „
2000 „ „ „ Thonformsteine

annimmt — und die man am besten so bemisst, dass die Belastung des Baugrundes nicht mehr als etwa

10000 kg/qm

beträgt. 25000 kg/qm ist für ganz vorzüglichen Baugrund als äußerstes Maß anzusehen. Das Fundamentmauerwerk ist so tief zu gründen, dass eine sichere Druckübertragung auf den Baugrund gewährleistet und die Grundfläche der Einwirkung des Frostes entzogen ist. Das Mauerwerk wird entweder abgetreppt (Abb. 489) und zwar in Absätzen von 1,0 bis 1,5 m Höhe und $^1/_2$ Stein Ausladung oder abgeböscht (Abb. 490), doch so, dass die Böschungsebene einen Winkel von wenigstens 45°, gewöhnlich 60°, mit der Wagerechten einschließt. Bei schlechtem Baugrunde ist als Unterlage eine Betonschicht von 0,8 bis 1,2 m Höhe, die 0,25 bis 0,5 m überall über das Bankett vorspringt, oder ein Pfahlrost anzuordnen. Unter dem tiefsten

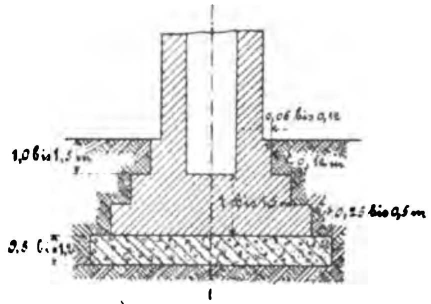


Abb. 489.

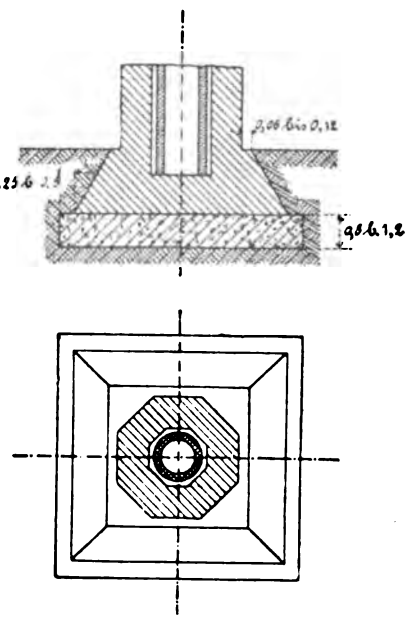
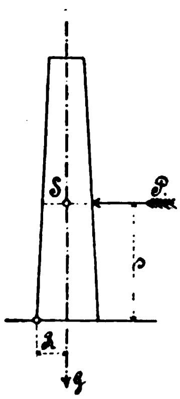


Abb. 490.

Punkte der Schornsteinröhre soll noch 1,0 bis 1,5 m Mauerwerk liegen.

Jeder Schornstein ist darauf zu prüfen, ob er die nötige Standfestigkeit besitzt und ob das Material oder der Baustoff nicht etwa Beanspruchungen, wie Zugspannungen und Kantenpressungen erleidet, welche die als zulässig erkannten Werte überschreiten. Bei der Berechnung der Schornsteine in dieser Hinsicht begnügte man sich früher damit, zu ermitteln, dass für die unterste Lagerfuge der Schornsteinsäule und des Sockels das Moment des Eigengewichtes größer als das Moment des Winddruckes also $G.R > P.s$ war (Abb. 491). Was dabei für Beanspruchungen im Mauerwerke auftraten, darum bekümmerte man sich nicht, höchstens sah man noch darauf, dass die in den Lagerfugen durch das Eigengewicht der darüber gelegenen Mauermassen hervorgerufene, gleichmäßig verteilt gedachte Druckbeanspruchung das zulässige Maß nicht überschritt. Dies Verfahren ist natürlichersweise ungenügend.


Abb. 491.

Neuerdings verfährt man hierin anders. So kann man beispielsweise den Schornstein als senkrecht eingespannten Stab betrachten, der in der Richtung seiner Achse durch sein Eigengewicht auf Druck und senkrecht dazu, also in wagrechter Richtung durch den Wind auf Biegung beansprucht wird.*)

Die in der angedeuteten Richtung vorzunehmende Berechnung des Schornsteines ist für mehrere Querschnitte desselben durchzuführen, welche den schon erwähnten Lagerfugen und jenen, die durch die Absätze im Innern des Schaftes gelegt werden können entsprechen.

Der Gang der Rechnung ist dann folgender:

Die Kraft, mit welcher der Wind auf die Flächeneinheit einer senkrecht zu seiner Richtung stehenden ebenen Fläche drückt, sei p, die Kraft, mit welcher dieser Wind gegen die g a n z e ebene Fläche F drückt, dagegen P, also

$$P = F.p.$$

Bei einem Schornsteine hat nun irgend eine Seite oder haben mehrere Seiten gleichzeitig den Winddruck aufzunehmen. Haben

*) Vergl. den Vortrag von Bastine in der Zeitschr. d. Ver. dtsch. Ing. 1897.

wir es mit einem Schornsteine von quadratischem Querschnitte zu thun, so wird der ganze Druck P aufgenommen werden müssen, wenn der Wind rechtwinklig zu einer Seitenfläche wirkt; weht er aber über Eck, so wird nur ein Teil des Druckes zur Wirkung kommen, weil der Wind zum Teile abgelenkt wird. Letzteres wird auch bei einem achtkantigen und bei einem runden Schornsteine der Fall sein. Man nimmt nun bei einem Schornsteine als F die Vertikalprojektion des der Schornsteinsäule eingeschriebenen Kegelstumpfes an und hat dann nach Pietzsch*)

bei einem vierkantigen Schornstein den Winddruck $P = p \cdot F$
„ „ achtkantigen „ „ „ $P = 0{,}71 \cdot p \cdot F$
„ „ runden „ „ „ $P = 0{,}67 \cdot p \cdot F$

Der Druck auf die Flächeneinheit wird dabei zweckmäßigerweise zu:

$$p = 225 \text{ kg/qm}$$

angenommen. Niedrige Schornsteine und geschützt liegende Essen kann man im allgemeinen leichter bauen als solche, welche dem Angriffe des Windes von allen Seiten ausgesetzt sind. Man kann bei ersteren im äußersten Falle herabgehen bis auf

$$p = 125 \text{ kg/qm}.$$

Als Angriffspunkt des Winddruckes nimmt man den Schwerpunkt der erwähnten Vertikalprojektion des Schornsteins an.

In nebenstehender Skizze (Abb. 492) ist der Umriss eines Schornsteines dargestellt, von welchem zunächst die Schornsteinsäule betrachtet werden soll.

Der wagerecht wirkend gedachte Winddruck greift im Schwerpunkte S der Vertikalprojektion $a\ b\ c\ d$ des Schaftes an. Sein Moment in Beziehung auf die Lagerfuge $c\,d$ ist daher:

$$M = P\,s.$$

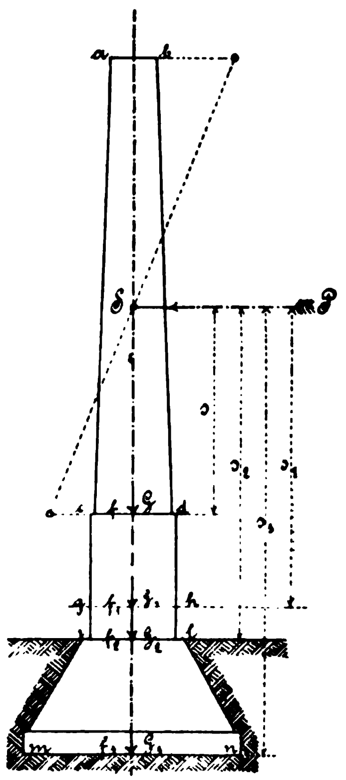


Abb. 492.

*) Pietzsch der Fabrikschornstein, Freiberg.

Ist ferner f die Querschnittfläche des Schornsteinrohres in der Fuge cd, W das Widerstandsmoment derselben und G das Gewicht der über cd befindlichen Säule, so ist die Beanspruchung in cd

$$k = \frac{G}{f} \pm \frac{M}{W} = \frac{G}{f} \pm \frac{Ps}{W}.$$

Hierin ist $\frac{G}{f}$ die Beanspruchung auf Druck, welche der Querschnitt f durch das Eigengewicht des Schornsteins erfährt, $\frac{M}{W} = \frac{Ps}{W}$ die durch den Wind hervorgerufene Biegungsbeanspruchung desselben. Die Gesamtbeanspruchung ist die algebraische Summe dieser beiden Einzelbeanspruchungen. Die Druckbeanspruchung wird auf der Windseite um $\frac{Ps}{W}$ vermindert, auf der entgegengesetzten Seite um denselben Wert vermehrt, was durch das doppelte Vorzeichen angedeutet wird.

Es ist daher bei c die Gesamtbeanspruchung:

$$k = \frac{G}{f} + \frac{Ps}{W},$$

bei d dagegen:

$$k = \frac{G}{f} - \frac{Ps}{W}.$$

Ist $\frac{Ps}{W} \quad \frac{G}{f}$, so hat man bei d eine Zugbeanspruchung. Bei c ist stets Druckbeanspruchung vorhanden. Die bei diesen Rechnungen in Frage kommenden Widerstandsmomente zeigt folgende Zusammenstellung:

$$\text{Quadratische Röhre: } W = 0{,}1667 \, \frac{D_1^4 - D^4}{D_1}$$

$$\text{Achtkantige Röhre: } W = 0{,}1095 \, \frac{D_1^4 - D^4}{D_1}$$

$$\text{Runde Röhre: } W = 0{,}0982 \, \frac{D_1^4 - D^4}{D_1}$$

worin D_1 der Durchmesser des eingeschriebenen Kreises für die Außenwand, D derjenige für die Innenwand ist.

Auf gleiche Weise kann man für jeden beliebigen Querschnitt der Schornsteinsäule die in demselben auftretenden Beanspruchungen ermitteln. Der Körperinhalt einer Schornsteinsäule oder richtiger eines der Abschnitte, Trommeln oder Schüsse dieser Säule berechnet sich, wie bekannt, nach der Formel:

$$J = \frac{h}{3}\left(f + f_0 + \sqrt{f \cdot f_0}\right),$$

worin f die untere, f_0 die obere Querschnittsfläche und h der senkrechte Abstand beider ist. Der Inhalt eines regelmäßigen Achteckes ist $0{,}8284\ D^2$.

Außer den Lagerfugen an den Grenzen der Rohrschüsse muss auch noch der Sockelquerschnitt und die Sohle des Fundamentes untersucht werden. Besonders wichtig ist es, dass die Untersuchung des Sockels auch für die Fugen an der unteren Begrenzung von Öffnungen im Sockel, wie z. B. gh durchgeführt wird, welche durch Fuchs- oder Reinigungsöffnungen geschwächt sind. Da in diesem Falle der Sockel wohl stets quadratischen Querschnitt haben wird, so kommen bei der betreffenden Untersuchung die folgenden Widerstandsmomente in Frage. Für f_1 sind die schraffierten Flächen einzusetzen.

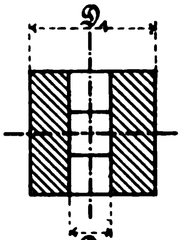


Abb. 493.

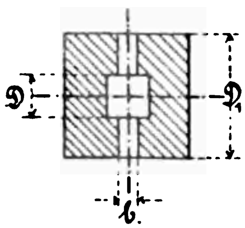


Abb. 494.

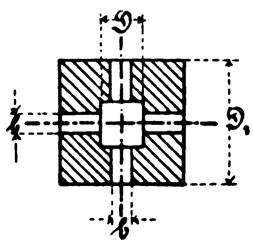


Abb. 495.

$$W_1 = 0{,}1667\, D_1^2 (D_1 - D) \quad \text{(Abb. 493.)}$$

$$W_1 = \frac{D_1^4 - (D_1 - b) D^3 - b \cdot D_1^3}{6 D_1} \quad \text{(Abb. 494.)}$$

$$W_1 = \frac{D_1^4 - (D_1 - b)(D_1 - D)^3 - 2 (D_1 - D) b_1^3 + b D_1^3}{6 D_1} \quad \text{(Abb. 495.)}$$

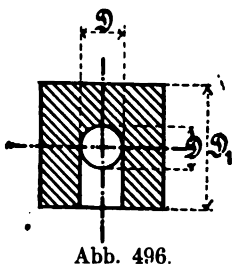


Abb. 496.

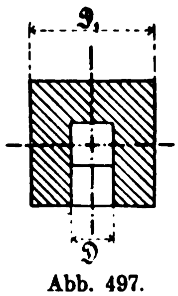


Abb. 497.

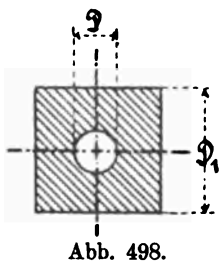


Abb. 498.

$$W_1 = \frac{(D_1^3 - D l^2)^2 - 4 D_1^2 D l (D_1 - l)^2}{2 D_1 (D_1^2 - D l) - (D_1^3 - D l^2)} \quad \text{(Abb. 496 u. 497.)}$$

$$W_1 = \frac{1}{6 D_1}\left(D_1^4 - \frac{3\pi}{16} D^4\right) \quad \text{(Abb. 498.)}$$

Weil der Sockel selten ganz frei steht, so darf man dabei annehmen, dass der Winddruck seinen auf die Schornsteinsäule bezogenen Wert behält, also nicht größer wird und dass sich nur f, G, s und W ändern. Dann hat man ohne weiteres für die Fuge gh

$$k = \frac{G_1}{f_1} \pm \frac{P \cdot s_1}{W_1},$$

für die Fuge il am Fuße des Sockels:

$$k = \frac{G_2}{f_2} \pm \frac{P \cdot s_2}{W_2}$$

und für die Fundamentsohle:

$$k = \frac{G_3}{f_3} \pm \frac{P \cdot s_3}{W_3}.$$

Steht jedoch der Sockel frei, so muss auch der auf ihn wirkende Winddruck P_1 berücksichtigt werden. Denselben kann man sich als in der halben Sockelhöhe angreifend denken und es ist für die Fuge gh dann:

$$k = \frac{G_1}{f_1} \pm \frac{2\,P \cdot s_1 + P_1\,(s_2 - s)}{2\,W_1}.$$

und für die Sohle mn:

$$k = \frac{G_3}{f_3} \pm \frac{2\,P \cdot s_3 + P_1\,(2\,s_3 - s_2 - s)}{2\,W_3}$$

In den Teilen des Schornsteines, die aus gewöhnlichem Kalkmauerwerk bestehen, dürfen Zugspannungen überhaupt nicht auftreten. Ziegelmauerwerk in Zementmörtel darf aber bis auf 1,5 kg/qm für Zug beansprucht werden. Die Grenzen der zulässigen Druckbeanspruchungen betragen

bei Kalkmauerwerk 7 kg/qcm
bei Zementmauerwerk 12 kg/qcm.

In der Fundamentsohle dürfen überhaupt nur Druckbeanspruchungen auftreten, da sie sonst auf der Windseite vom Baugrunde abgehoben werden würde.

Es muss für die Bausohle bei geschützt stehenden Schornsteinen also stets sein:

$$k = \frac{G_3}{f_3} - \frac{P \cdot s_3}{W_3} \geqq 0$$

$$\frac{G_3}{f_3} \geqq \frac{P \cdot s_3}{W_3}.$$

Hierbei ist ferner zu beachten, dass sich die kleinsten Widerstandsmomente der quadratischen und der achteckigen Grundfläche,

die hier einzusetzen sind, für eine Diagonale ergeben. Dieselben haben die folgenden Werte:

$$\text{Quadrat}: W_3 = 0{,}1178\, D_1^3$$
$$\text{Achteck}: W_3 = 0{,}1011\, D_1^3$$
$$\text{Kreis}: W_3 = 0{,}0982\, D_1^3$$

k darf für die Fundamentsohle in keinem Falle mehr als 2,5 kg/qcm betragen.

In allerjüngster Zeit ist in verschiedenen Zeitschriften*) der Bericht einer Kommission veröffentlicht worden, welche auf Veranlassung des Preußischen Handelsministeriums zusammengetreten war, um über einheitliche Bestimmungen zur Berechnung der Standfestigkeit von Schornsteinen zu beraten. Von den in dem Berichte enthaltenen Vorschlägen sind für die Zwecke dieses Buches besonders folgende von großem Interesse.

„Als Winddruck gegen eine zur Windrichtung senkrechte ebene Fläche sollen in der Regel 150 km/qm angenommen werden." Bei Anwendung dieser Zahl dürfen sich jedoch keinerlei Zugbeanspruchungen im Mauerwerke ergeben.

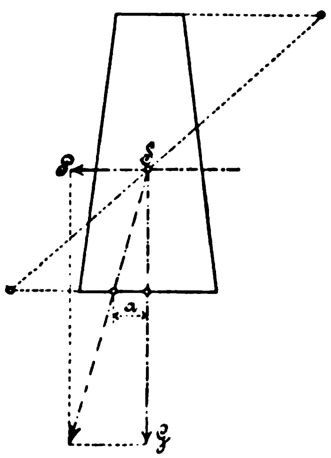


Abb. 499.

„Die Druckspannung an der am stärksten belasteten Kante darf den Wert

$$5 + 0{,}15\, h \text{ kg/qcm}$$

nicht überschreiten. (h bedeutet den Abstand des betrachteten Querschnittes von der Mündung des Schornsteines in Metern)." Die für diese Spannung weiter oben angegebenen Grenzen gelten jedoch auch hier.

„Auf der Windseite dürfen die Fugen um nicht mehr als die Hälfte ihrer Breite klaffen. Dies wird erreicht, wenn (Abb. 499)

$$a < \frac{R}{2} + \frac{r}{4}.$$

worin bedeutet:

a den Abstand des Angriffspunktes der Mittelkraft aus Eigengewicht und Winddruck vom Schwerpunkte des Querschnittes;

*) Mitteilungen aus der Praxis des Dampfkessel- und Dampfmaschinenbetriebes. 1900. S. 282. — Zeitschrift des Ver. Dtsch. Ing. 1900. S. 842.

R den Halbmesser des dem äußeren Umfange des Querschnittes eingeschriebenen Kreises;

r den Halbmesser des dem inneren Umfange des Querschnittes eingeschriebenen Kreises.“

Sind diese Bedingungen nicht erfüllt, d. h. werden die angegebenen Beanspruchungsgrenzen überschritten, so kann man sich dadurch helfen, dass man unter Beibehaltung sämtlicher Wandstärken und der lichten Weite an der Schornsteinmündung, den untersten Durchmesser des Schornsteines so lange vergrößert, bis die mitgeteilten Grenzen eingehalten sind.

Die Steine, aus welchen der Schornstein gebildet ist, müssen sorgfältig in Verband gelegt werden; namentlich ist darauf zu sehen, dass die Stoßfugen in zwei aufeinander liegenden Schichten auch hier nicht aufeinander stehen. Der Schornsteinschaft wird aus Ziegeln hergestellt und zwar entweder aus solchen von normalem Formate oder aus Formsteinen. Letztere finden namentlich bei runden Schornsteinen Verwendung. Die Benutzung von Formsteinen ist, wenn man gutes Material zur Verfügung hat, sehr zu empfehlen, da durch dieselbe etwa der dritte Teil der Bauzeit gespart wird, weil weit weniger Fugen da sind und das Zurechthauen der Steine fast ganz wegfällt. Auch werden die Schornsteine gefälliger und standfähiger. Damit die Formsteine recht fest mit einander verbunden werden können, werden sie häufig gelocht (Abb. 500). Die in den Löchern enthaltenen Mörtelpflöcke sollen dann den Mörtel in den verschiedenen Lagerfugen mit einander verbinden, so dass das Mauerwerk befähigt wird, Zugspannungen innerhalb der angegebenen Grenzen zu ertragen, auch sollen sie das Entstehen von Längsrissen im Mauerwerke verhindern. Die Löcher sind also mit Mörtel auszufüllen und haben durchaus nicht den Zweck, das Gewicht des Mauerwerkes zu vermindern, wie bei den Lochsteinen, die wir früher kennen lernten. Bei Steinen ohne Löcher kommt nur die Festigkeit der Verbindung zwischen Mörtel und Stein in Frage, so dass dieses Mauerwerk wesentlich weniger auf Zug in Anspruch genommen werden darf. Andererseits aber zeigen die gelochten Formziegel sehr häufig Brandrisse, so dass sie leicht zerbrechen und es ist deshalb, wenn man nicht ganz vorzügliches Material hat, doch besser, volle Formziegel anzuwenden, die dann zweckmäßigerweise aus Lehm hergestellt werden, weil Lehmziegel erfahrungsgemäß

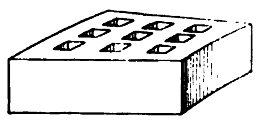


Abb. 500.

mit dem Mörtel besser binden, als Thonziegel. Es empfiehlt sich des besseren Bindens wegen auch, die Lager und Stoßflächen dieser Steine rauh zu lassen, ihre Außenseite aber möglichst zu glätten. Ebenso ist es zweckmäßig, den Schornsteinschaft in sogenanntem verlängerten Zementmörtel (Zement : Kalk : Sand = 1 : 2 : 6 bis 1 : 2 : 8) zu vermauern. Hierbei ist der Zementzusatz in den untersten Absätzen, die noch verhältnismäßig höheren Hitzegraden ausgesetzt sind, geringer zu nehmen als weiter oben. Nach oben hin muss dieser Zusatz immer größer werden, so dass der Kopf schließlich in reinem Zementmörtel gemauert wird. Schornsteine, die schwefligsaure Gase abführen, sind mit Pressfugen aufzumauern, damit möglichst wenig Mörtel dem Angriffe durch die Gase ausgesetzt ist.

Der Sockel wird, wenn ein Futter vorhanden ist, ebenfalls mit verlängertem Zementmörtel aufgeführt; ist kein Futter vorhanden, so empfiehlt sich die Anwendung von Kalkmörtel, weil Kalkmauerwerk erfahrungsgemäß der Hitze besser widersteht als Zementmauerwerk.

Die Fundamente können bei gutem Baugrunde aus jedem festen natürlichen Gesteine oder auch aus gutgebranntem Backsteinmauerwerke hergestellt werden und zwar in verlängertem Zementmörtel. Ist Erdfeuchtigkeit in größerem Maße vorhanden, so muss das Fundament aus bestem Klinkermauerwerke in reinem Zementmörtel aufgeführt oder durch eine Asphaltschicht geschützt werden.

Kleinere Schornsteine bis zu ungefähr 18 m Höhe und solche von 60 cm und weniger lichter Weite werden von einem Gerüste aus gemauert. Bei größerer Höhe und Weite dagegen können die Maurer von innen über den Rand arbeiten. Diese sogenannte Lütticher Methode ist in neuerer Zeit sehr in Aufnahme gekommen. Damit bei derselben die Maurer den wachsenden Schornstein befahren können, müssen sogenannte Steigeisen eingemauert werden, was sowohl auf der Innen- als auch auf der Außenseite geschehen kann. Die Steigeisen haben die Gestalt von grossen Krampen, bestehen aus 2 bis 3 cm starkem Rundeisen und werden in etwa 30 cm Entfernung von einander eingemauert. Am oberen Ende des Schornsteines wird ein leicht wegzunehmender Bretterboden eingebaut auf welchem die Maurer stehen und arbeiten können. Um ein möglichst gleichmäßiges Mauern zu erzielen, ist es dabei empfehlenswert, die Arbeiter jeden Tag ihre Plätze wechseln zu lassen, damit ein ungleich dickes Auftragen des Mörtels vermieden wird. Das Heraufziehen der Baustoffe kann entweder von

außen oder von innen erfolgen. Soll es von außen geschehen, so ist am oberen Schornsteinende ein leichter hölzerner oder eiserner Kran anzubringen, dessen Standpunkt ebenfalls täglich zu ändern ist, damit das noch feuchte Mauerwerk durch die Belastung nicht einseitig zusammengedrückt werden kann und der Schornstein nicht schief wird. Letzteres ist beim Aufziehen der Baustoffe im Innern des Schornsteines viel weniger zu befürchten, weil das Hebezeug in der Mitte des Schornsteines untergebracht werden kann; doch ist dann das ganze Verfahren weniger einfach.

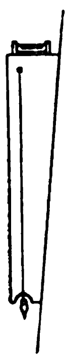


Abb. 501.

Zur genauen Einhaltung der Böschung der Schornsteinsäule während des Baues legt man zeitweilig hölzerne Böschungs- oder Anlaufslehren (Abb. 501) an. Diese Lehren haben mindestens 2 m Länge und sind auf der einen Längsseite glatt gehobelt, auf der anderen aber böschungsgerecht zugeschnitten. Sie tragen ein Bleilot und eine Wasserwage, damit man sie stets senkrecht einstellen kann. Der Anlauf der schrägen Seite dieser Lehren beträgt gewöhnlich 1,5 bis 2,5 cm auf 1 m.

Bei Anlagen, die voraussichtlich nur kurze Zeit in Betrieb sind, oder die möglichst schnell hergestellt werden müssen, oder endlich, bei denen der Baugrund schlecht ist, verwendet man häufig mit Vorteil Schornsteine aus Eisenblech, wenngleich dieselben weniger guten Zug geben und von geringerer Dauer sind als die gemauerten Schornsteine. Die Röhre einer solchen Esse aus Eisenblech wird auf ein Sockelmauerwerk gestellt und durch lange Ankerschrauben fest mit derselben verbunden (Abb. 502). Sie wird entweder cylindrisch oder mit einem schwachen Anlaufe, etwa 1 : 100, hergestellt und ist aus einzelnen, in einander gesteckten und mit einander vernieteten Blechschüssen zusammengesetzt. Die Blechstärke lässt man gewöhnlich von unten nach oben abnehmen und nimmt die unteren Schüsse etwa 5 bis 10, die oberen ungefähr 3 bis 5 mm dick. Da die Blechröhren verhältnismäßig leicht sind, so haben sie keine große Standfestigkeit und man darf deshalb nur ganz niedrige Schornsteine ohne Seitenverankerung lassen, während alle übrigen durch sogenannte Spannketten oder durch dünne Drahtseile mit benachbarten Gebäuden oder besonders zu diesem Zwecke in den Erdboden eingerammten Pfählen verbunden werden müssen.

Die Blechschornsteine erfordern eine sehr sorgfältige Überwachung, damit sie nicht vor der Zeit durch den Rost und die Einwirkung der Feuergase zerstört werden. Sie bedürfen eines

Anstriches von Teer oder Ölfarbe, der mindestens aller zwei Jahre zu erneuern ist; auch müssen sie öfters gereinigt werden.

Treten die abzuführenden Gase mit sehr hoher Temperatur in den Schornstein ein, so muss man diesen mit einem feuerfesten Futter von wenigstens $^1/_2$ Stein Stärke aussetzen und die Schornsteinröhre entsprechend weiter machen. In Eisenhütten werden die Blechschornsteine häufig auf ihre ganze Höhe mit feuerfesten Ziegeln ausgemauert. Sie sind dann in Hinsicht auf die Zugwirkung ebenso gut wie die steinernen Essen und haben auch eine große Standfestigkeit, da die Blechummantelung alle etwa auftretenden Zugspannungen aufnimmt.

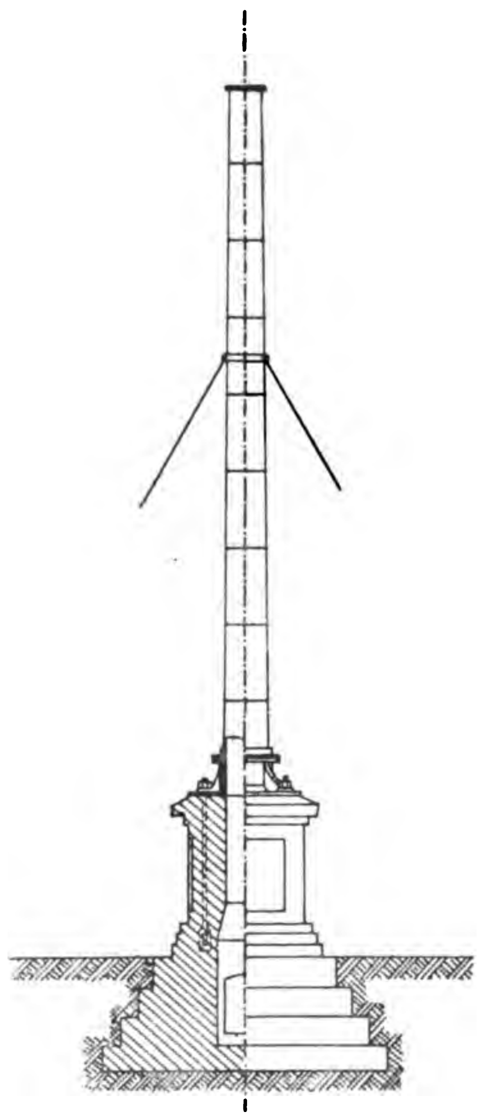


Abb. 502.

Die letztere Bemerkung weist unmittelbar darauf hin, daß es zweckmäßig sein kann, auch die Schornsteine in der Bauweise von Monier auszuführen. Es brauchte hierbei in das Fundament nur ein Ankerring auf starkem Rund- oder ⊥-Eisen eingelegt und befestigt zu werden, an den dann je nach Bedarf eine größere oder geringere Zahl von Rundeisenstäben anzuschließen wäre, die im Innern der aus Beton zu stampfenden Schornsteinwände und zwar näher an derem äußeren Umfange lägen. Diese Rundeisen müssten miteinander durch starke Drähte verstrickt werden, genau so, wie es bei Monier-

wänden und dergleichen geschieht. Das Eisengerippe wäre sodann mit Beton zu umstampfen, der unten nur einen geringen Zement-, dagegen aber einen starken Kalk- oder Thongehalt hätte. Letzterer müsste von unten nach oben in demselben Maße abnehmen, wie der Zementgehalt zunimmt. Schließlich könnte der so erhaltene Schornstein innen und außen mit einem passenden Putze versehen werden, so dass allen an ein derartiges Bauwerk zu stellenden Anforderungen genügt wäre.

VI. Futtermauern und Staudämme.

1. Stütz- und Futtermauern.

Stütz- und Futtermauern sind solche Mauern, welche die Erdmassen einer Böschung gegen Zusammenbruch oder Einsturz schützen sollen. Man versteht unter Futtermauern insbesondere diejenigen Mauern, welche vor gewachsenem Boden stehen, unter Stützmauern aber diejenigen, welche den Druck von aufgeschütteten Erdmassen auszuhalten haben. Sie kommen bei Dammschüttungen, Rampen, Halden u. s. w. vielfach zur Anwendung und müssen also dem Drucke, den die Erdmassen auf sie ausüben, dem Erddrucke, widerstehen. Die Größe dieses Erddruckes ist je nach der Beschaffenheit der Erdmassen verschieden. Bei den folgenden Untersuchungen soll als Erde eine lockere, aus einzelnen kleineren Körpern bestehende Masse angenommen werden, die infolge ihrer Beschaffenheit unfähig ist, in senkrechten Wänden stehen zu können. Sie stürzt daher an der Außenseite zusammen und bildet schließlich (Abb. 503) eine Ebene AB, welche mit der Wagerechten den Neigungswinkel

$$\varrho = BAC$$

einschließt. Dieser Winkel wird der natürliche Böschungswinkel genannt und ist für die verschiedenen Erdarten verschieden.

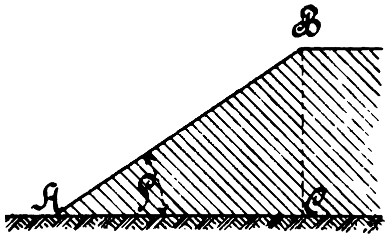


Abb. 503.

Man hat beobachtet, dass bei dem erwähnten Vorgange keine Ruhe eintritt, sondern ein fortgesetztes Abrollen, wie über eine feste Unterlage stattfindet, so lange noch Erdteilchen über der Ebene AB liegen, so lange also das Gewicht der Körperchen die Reibung zwischen denselben und der Fläche AB noch überwindet und hat daraus geschlossen, dass der natürliche Böschungswinkel mit dem der Masse zukommenden Reibungswinkel übereinstimmt und dass

die Bezeichnung:

$$\tan \varrho = \varphi$$

gilt, wobei φ der Koeffizient für die Reibung der Erdteilchen aneinander ist.

Die folgende Tabelle enthält eine Zusammenstellung der Gewichte der Raumeinheit, der natürlichen Böschungswinkel und der entsprechenden Reibungskoeffizienten verschiedener Erdarten.

Erdart	Gewicht γ kg/cbm	Natürlicher Böschungswinkel ϱ	Reibungskoeffizient $\varphi = \tan \varrho$	$\tan^2\left(\frac{90^\circ - \varrho}{2}\right)$
Trockner Lehmboden . .	1500	40°	0,84	0,217
Nasser „ . .	1900	20°	0,36	0,490
Trockene Thonerde . . .	1600	40°	0,84	0,217
Nasse „ . . .	2000	20°	0,36	0,490
Trockene Dammerde (Gartenerde)	1400	35°	0,70	0,271
Nasse Dammerde	1650	30°	0,58	0,333
Kies	1850	25°	0,47	0,406
Steinschotter	1600	35°	0,70	0,271
Trockner feiner Sand .	1650	31°	0,60	0,320
Feuchter „ „ . .	1950	34°	0,67	0,283
Lockerer Haldensturz aus Gneisstücken	1200	38°	0,78	0,238
Schlacken und Steinkohlen	800	38°	0,78	0,238

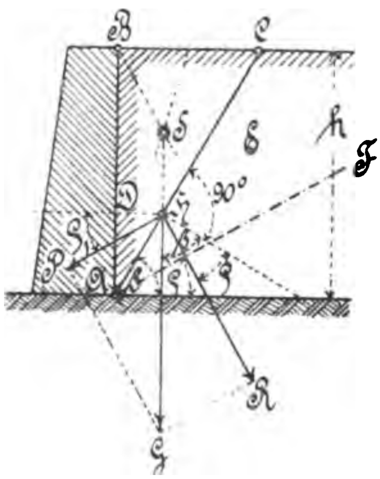
Soll nun eine solche lockere Erdmasse unter steilerer Neigung gegen die Wagrechte erhalten werden als dem natürlichen Böschungswinkel entspricht, so muss dem Bestreben, auf AB abzugleiten durch eine Stütz- oder Futtermauer entgegen gewirkt werden.

Auf den **Rücken** oder die **Bodenseite** dieser Mauer wirkt die Erde mit einem gewissen Drucke P, welchem die Mauer widerstehen muss. Dieser auf ein Umstürzen oder Verschieben der Mauer oder auf beides gerichtete Druck P heißt Erddruck. Seine Kenntnis ist von großer Wichtigkeit für die richtige Abmessung der Mauerstärke.

Die Theorien, welche zur Bestimmung des Erddruckes aufgestellt worden sind, fußen auf der Annahme, dass von der Erdmasse beim Ausweichen der Mauer ein keilförmiges Prisma auf einer ebenen Trennungsfläche, wie auf einer schiefen Ebene herabgleite, so dass der auf die Mauer ausgeübte Druck P durch die betreffende Gewichtskomponente dieses Erdprismas dargestellt ist.

Bei den ersten Theorien nahm man an, dass die Bruchfläche mit der natürlichen Böschungsebene zusammenfalle und erst Coulomb ging von der richtigeren Voraussetzung aus, dass unter allen möglichen Erdprismen, welche eintretenden Falles abrutschen könnten, jedenfalls dasjenige zuerst abbricht, welches den größten Druck auf die Wand ausübt, also das Prisma des größten Druckes. Gemäß dieser Annahme, welche den späteren Arbeiten über den Erddruck fast allgemein zu Grunde gelegt wurde, hat man zur Ermittelung des Druckes den Neigungswinkel der Gleitfläche gegen die Wagrechte zu bestimmen, für welchen der von der Erde auf die Wand ausgeübte Druck P ein Maximum ist.

Wird also eine (wagrecht abgeglichene) Erdmasse E (Abb. 504) durch eine Mauer mit senkrechter Rückenfläche gestützt und angenommen, dass diese Mauer dem Erddrucke nicht widerstehen kann, so sinkt ein Erdkörper ABC über die als eben vorausgesetzte Trennungsfläche AC hinab, welche hierbei als feste Ebene, die unter dem Winkel β gegen den Horizont geneigt ist, gedacht werden kann. Dieser Erdkörper ist ein Keil vom Gewichte G, welcher sowohl gegen die Gleitfläche AC als auch gegen die Wandfläche AB einen gewissen Druck ausübt. Bei der gedachten Bewegung stellen sich Reibungswiderstände an beiden Flächen AB und AC ein, so dass die sich ergebende Druckkraft gegen jede dieser Flächen für den Zustand der beginnenden Bewegung um den entsprechenden Reibungswinkel von der Senkrechten zur Fläche abweicht.


Abb. 504.

Für den gedachten Zustand des beginnenden Abgleitens des Prismas ABC vom Gewichte G müssen die beiden Gegenwirkungen — R der Gleitfläche AC und — P der Wandfläche AB mit diesem Gewichte G im Gleichgewichte sein. Zerlegt man nun G in R und P, so wird in dem Parallelogramme sein:

$$\frac{P}{G} = \frac{\sin(\beta - \varrho)}{\sin[180^0 - (90^0 - \varrho_1 + \beta - \varrho)]}$$

$$= \frac{\sin(\beta - \varrho)}{\sin(90^0 - \varrho_1 + \beta - \varrho)} = \frac{\sin(\beta - \varrho)}{\cos[\beta - (\varrho + \varrho_1)]},$$

woraus man, wenn man für G seinen Wert:

$$G = \gamma \frac{AB.BC}{2} = \gamma . \frac{h.h \operatorname{ctg} \beta}{2}$$

setzt, wobei unter γ das Gewicht einer Raumeinheit der betreffenden Erdart zu verstehen ist und eine Länge des Prismas, senkrecht zur Bildebene gemessen, gleich der Längeneinheit vorausgesetzt wird, erhält:

$$P = \frac{\gamma . h^2}{2} . \operatorname{ctg} \beta . \frac{\sin(\beta - \varrho)}{\cos[\beta - (\varrho + \varrho_1)]}.$$

Dieser Wert P ist mit dem Winkel β veränderlich. Jedes von den unzählig vielen Prismen ABC, welche man erhält, wenn man der Ebene AC alle möglichen Lagen giebt, wird also einen gewissen von β abhängigen Druck P auf die Wand ausüben, welchem die letztere widerstehen muss, wenn sie das betreffende Prisma am Abgleiten verhindern soll. Damit nun von allen diesen möglichen Prismen kein einziges abgleite, ist es nötig, dass die Wandfläche einen Gegendruck $-P$ gegen die Erdmasse ausübt, welcher mindestens gleich dem vom Prisma des größten Erddruckes ausgeübten Drucke ist.

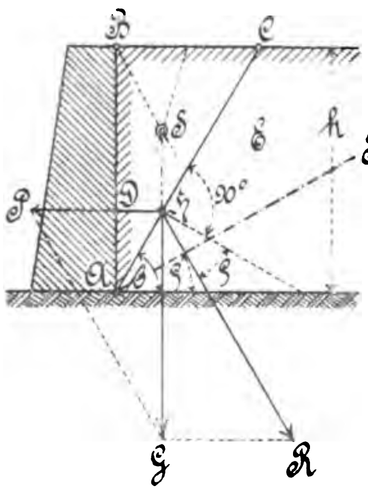


Abb. 505.

In der Praxis setzt man nun meist $\varrho_1 = 0$, d. h. man nimmt auf die Reibung der Erde an dem Mauerrücken überhaupt keine Rücksicht, erhält dadurch für den Erddruck zwar einen etwas zu großen Wert, infolgedessen aber auch für das zu errichtende Bauwerk größere Sicherheit.

Der Ausdruck für P wird dann (Fig. 505)

$$P = \gamma \frac{h^2}{2} . \operatorname{ctg} \beta \frac{\sin(\beta - \varrho)}{\cos(\beta - \varrho)} = \gamma \frac{h^2}{2} \operatorname{ctg} \beta . \tan(\beta - \varrho)$$

und P steht senkrecht auf der Wand AB. Man bekommt dann schließlich, wenn man aus der letzten Formel den Maximalwert von P und den zugehörigen Winkel β durch Bildung und Nullsetzung des Differentialquotienten nach β berechnet, nach einigen Umformungen:

$$P = \gamma \frac{h^2}{2} . \tan^2 \left(\frac{90^0 - \varrho}{2} \right)$$

und $$\beta = \frac{90^0 + \varrho}{2} = \frac{90^0 + \varrho}{2},$$

woraus man sieht, dass für eine senkrechte Wand, hinter der wagrecht abgeglichener Erdboden lagert, die Trennungsebene AC den Winkel zwischen der Wand AB und der natürlichen Böschung AF halbiert.

Die Kraft P greift nach der Figur in einem Punkte D an, der von der Grundlinie um die Höhe:

$$DA = \frac{1}{3} h$$

entfernt ist.

Der Erddruck ist bestrebt, die Futter- oder Stützmauer zur Seite zu schieben oder umzustürzen und diese muss daher imstande sein, in beiden Beziehungen genügenden Widerstand zu leisten.

Die Mauer soll lediglich vermöge ihres Eigengewichtes widerstehen. Durch dasselbe muss einmal auf dem Untergrunde eine genügende Reibung, welche die Verschiebung der Mauer verhindert, das andere Mal ein Kraftmoment hervorgerufen werden, welches dem auf das Umkippen der Mauer gerichteten Momente des Erddruckes überlegen ist.

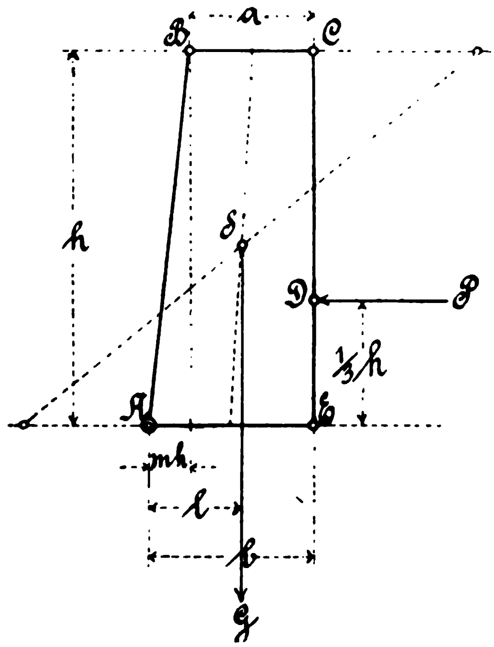


Abb. 506.

Das Trapez $ABCE$ (Abb. 506) stellt die Querschnittsfläche der Mauer vor. Im Schwerpunkte S desselben greift das Gewicht G der Mauer an, im Punkte D der Erddruck. Letzterer sucht die Mauer um den Punkt A als Drehpunkt zu kippen. Das Mauergewicht wirkt dem entgegen und es muss also für den Gleichgewichtszustand sein:

$$G . l = P . \frac{h}{3}.$$

wenn man unter h die ganze Höhe der Mauer und unter l den Abstand des Punktes A vom Schnittpunkte der Schwerlinie mit der Grundlinie versteht.

Die Aufgabe, welche man nun zu lösen hat, ist die, aus dieser Gleichung zu ermitteln, welches Maß für die untere Dicke der Mauer, also für

$$AE = b$$

anzunehmen ist. Ist die obere Mauerdicke

$$BC = a,$$

so ist der Flächeninhalt des Mauerquerschnittes

$$\frac{a+b}{2} \cdot h.$$

Das Gewicht eines Mauerstückes von der Länge 1 m, rechtwinklig zur Bildebene gemessen, ist demnach:

$$G = \frac{a+b}{2} h \gamma_1,$$

wenn γ_1 das Gewicht von einem cbm des Stoffes bedeutet, aus dem die Mauer hergestellt ist.

Das Gewicht γ_1 beträgt im Mittel

für Mauerwerk	aus	Bruchsteinen	2600	kg/cbm
„	„	„	Sandsteinen	2400	„
„	„	„	Beton	2000	„
„	„	„	Ziegelsteinen	1600	„

In dem Ausdrucke für G ist a noch näher zu bestimmen. Diese obere Mauerdicke a ist um ein gewisses Maß mh geringer als die untere. m heißt die relative, mh die absolute Böschung der Mauer. Es ist:

$$a = b - mh.$$

Die Länge l beträgt:

$$l = \frac{a^2 + ab + b^2 + mh\,(2a + b)}{3\,(a+b)}.$$

Führt man diese Werte in die Gleichung $G \cdot l = P \cdot \frac{h}{3}$ ein und löst dieselbe dann nach b auf, so erhält man nach einigen leichten Umformungen schließlich für den Gleichgewichtszustand

$$b = \sqrt{\frac{2P}{3\gamma_1} + \frac{(mh)^2}{3}},$$

worin nach dem früheren

$$P = \gamma \frac{h^2}{2} \tan^2\left(\frac{90^0 - \varrho}{2}\right)$$

den vom Prisma des größten Druckes herrührenden Erddruck bedeutet. Um die gehörige Sicherheit gegen das Umkippen und das Fortschieben zu erhalten, muss man jedoch b für ein größeres P berechnen und zwar für ein n faches P, wenn eine n fache Sicherheit verlangt wird. Es ist also im allgemeinen zu machen:

$$b = \sqrt{\frac{2nP}{3\gamma_1} + \frac{(mh)^2}{3}},$$

wobei n gewöhnlich zu 2 bis 3 angenommen wird.

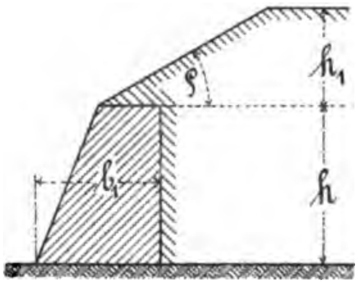


Abb. 507.

Giebt man der Mauer statt des trapezförmigen Querschnittes einen rechteckigen, so wird $mh = o$ und:

$$b = \sqrt{\frac{2nP}{3\gamma_1}}.$$

Kann die Mauer aus irgend welchem Grunde nicht so hoch gemacht werden wie das Erdreich liegt, (Abb. 507), so kann man die über der Mauererkrone liegenden, die Mauer noch besonders belastenden Erdmassen nach dem Böschungswinkel ϱ abböschen, der Mauer selbst aber die untere Dicke:

$$b_1 = p \cdot b$$

geben, worin b die Dicke bedeutet, welche die Mauer bekommen müsste, wenn die Erdschüttung ebenso hoch wie die Mauer wäre. Man kann setzen:

für $h_1 = 0{,}25\ h$	$p = 1{,}2$
„ $h_1 = 0{,}50\ h$	$p = 1{,}3$
„ $h_1 = h$	$p = 1{,}4$
„ $h_1 = 2\ h$	$p = 1{,}5$
„ $h_1 > 2\ h$	$p = 1{,}7$

Geböschte Futtermauern sind standfähiger als solche mit rechteckigem Querschnitte, doch darf man mit der Böschung nicht zu weit gehen, weil sonst leicht Regenwasser in die Fugen eindringen kann, durch welches die Mauern schneller verwittern können. Gewöhnlich giebt man den Ziegelsteinmauern $m = \frac{1}{15}$ bis $\frac{1}{12}$, den Bruchsteinmauern $m = \frac{1}{12}$ bis $\frac{1}{10}$ und den Quadermauern $m = \frac{1}{10}$ bis $\frac{1}{8}$ Böschung.

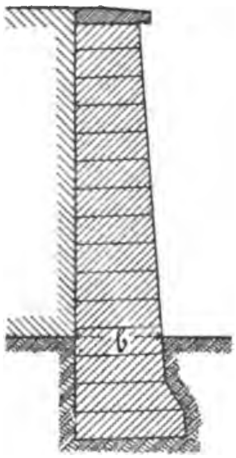


Abb. 508.

Die Gründung der Stütz- und Futtermauern hat besonders sorgfältig zu geschehen und es muss darauf gesehen werden, dass sie in jedem Falle unter Frosttiefe erfolgt. Zweckmäßig ist es, die Fundamentsohle rechtwinklig zur Böschungslinie anzulegen; auch giebt man dem Fundamente nach vorn gern einen Vorsprung (Abb. 508).

Der Baugrund muss nämlich besonders an der vorderen Seite der Mauer fest sein, weil durch ein Nachgeben des Bodens an dieser Stelle die ganze Mauer schwer gefährdet würde. Ist der Grund weich, so muss er künstlich befestigt werden. Man kann in letzterem Falle übrigens auch durch Einschlagen einer Spundwand vor der Mauer das Ausweichen desselben verhindern.

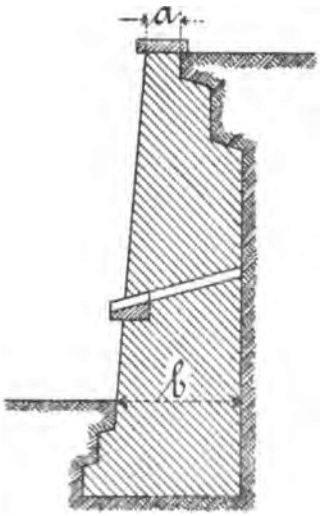


Abb. 509.

Die Mauer kann auf der hinteren Seite in ihrem oberen Drittel treppenförmig abgesetzt werden (Abb. 509), doch muss ihre obere Dicke bei Ziegelsteinen mindestens $a = 1\,^1/_2$ Stein (38 cm), bei Bruchsteinen wenigstens $a = 50$ cm sein und darf bei Quadermauern nicht unter $a = 40$ cm betragen. Den Absätzen muss man eine Neigung nach hinten geben, damit sich das eindringende Tagewasser nicht ansammeln kann. Der übrige Teil der Mauer erhält am besten eine senkrechte Hinterseite. Oben bekommen die Stütz- und Futtermauern meist eine Abdeckung aus möglichst großen Steinen. Bei Mauern, welche von oben her noch mit Erdmassen belastet sind, ist dies nicht erforderlich.

Die Futter- und Stützmauern werden aus Ziegelsteinen, aus Quadern, aus Bruchsteinen oder auch aus gemischtem Materiale, seltener aus Beton hergestellt. Um einer Futtermauer aus Bruchsteinen das Aussehen einer Quaderkonstruktion zu geben, pflegt man sie hie und da an der Vorderseite mit Quadern zu verkleiden.

Eine solche Anordnung hat jedoch den Nachteil, dass bei ihr ein ungleichmäßiges Setzen der verschiedenen Mauerstücke stattfinden kann, wodurch ihr Gefüge zerstört wird.

Die Lagerfugen werden entweder wagrecht oder zur Außenfläche senkrecht angenommen. Im letzteren Falle kann die Mauer in ihren einzelnen Steinschichten dem Erddrucke größeren Widerstand leisten.

Als Mörtel werden meist die gewöhnlichen Luftmörtel, seltener Zement- oder hydraulische Mörtel, obgleich letztere entschieden vorzuziehen sind, angewendet Manchmal, namentlich bei den sogenannten Haldenmauern lässt man das Bindemittel überhaupt weg. Je nachdem nun ein Bindemittel angewendet wird oder nicht, spricht man von Mörtelmauern oder von Trockenmauern.

Bei den Mörtelmauern ist stets für den Abfluss des sich hinter denselben ansammelnden Wassers zu sorgen. Bei hohen Mauern müssen, um das Abfließen der Tagewässer zu ermöglichen, Abflusskanäle angebracht sein, welche vorn, an der Tagesseite der Mauer in ein Abflussstück endigen. Diese mit starkem Gefälle im Innern der Mauern anzulegenden Abflusskanäle sind mit Sammelröhren oder Sickerschlitzen hinter der Mauer zu verbinden. Eine Mörtelmauer darf erst hinterfüllt werden, wenn der Mörtel erhärtet ist; die Sickerschlitze sind dabei bequem herzustellen.

Bei den Trockenmauern ordnet man die Fugen an der Vorderfläche gewöhnlich senkrecht zu derselben an, im rückwärtigen Teile derselben aber lässt man sie meistens in die horizontale Lage übergehen. (Abb. 510). Auf den Verband der Trockenmauern ist die allergrößte Sorgfalt zu verwenden. Man sollte nur möglichst große und lagerhafte Steine benutzen.

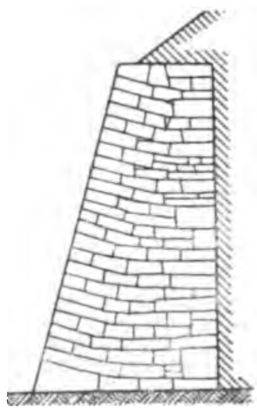


Abb. 510.

Die Trockenmauern haben vor den Mörtelmauern den Vorzug, dass sie einerseits trotz ihrer notwendig größeren Stärke in der Regel billiger ausfallen als diese, andrerseits auch das hinter ihnen sich ansammelnde Wasser besser durchlassen als die letzteren. Die Fugen mit Moos oder Erde zu verstopfen, wie häufig geschieht, ist deshalb zu verwerfen, denn dadurch geht ein Hauptvorteil der Trockenmauern, die Wasserdurchlässigkeit verloren. Wie schon angedeutet wurde, muss die

Stärke einer Trockenmauer größer genommen werden, als die einer Mörtelmauer unter gleichen Verhältnissen. Die Berechnung geschieht am einfachsten in der Weise, dass man zunächst die Dicke einer Mörtelmauer für den jeweilig vorliegenden Fall bestimmt und diese dann, je nach dem mehr oder weniger lagerhaften Steinmateriale und nach der geringeren oder größeren Höhe der Mauer um 20 bis 30 % vermehrt.

Bei sehr hohen Futter- oder Stützmauern ist das Trockenmauerwerk übrigens nicht mehr gut anwendbar; man sollte in dieser Beziehung höchstens bis zu 15 Metern gehen und nur bei sehr festem und lagerhaftem Materiale diese Höhe noch etwas überschreiten. Man giebt den Trockenmauern Böschungen von $m = {}^2/_3$ bis ${}^1/_2$ und nur bei sehr gutem Materiale von $m = {}^1/_3$. Absätze an der Hinterseite der Trockenmauern sind wegen des ungleichförmigen Setzens zu vermeiden. Aus demselben Grunde sollten Trockenmauern auch nicht mit Mörtelmauern in Verbindung gebracht werden.

Um sicher zu sein, dass eine auf die besprochene Weise berechnete und entworfene Mauer auch wirklich den auf sie einwirkenden Pressungen widersteht, sollte man sie jedesmal noch mit Hilfe der Stützlinie untersuchen, wodurch man sich ein deutliches Bild von ihren Festigkeitsverhältnissen verschaffen kann.

Es ist bekannt, dass ein Körper solange genügende Standfestigkeit besitzt, als die Mittelkraft aus seinem Gewichte um dem Drucke, welcher ihn umzukippen strebt, noch durch die Unterstützungsfläche geht, mit welcher der Körper auf seiner Unterlage aufruht. Wenn man daher (Abb. 511) die Mittelkraft aus dem Gewichte G der Längeneinheit der Mauer und aus dem Erddrucke P bildet, so wird zwar Standfestigkeit vorhanden sein, wenn die Mittelkraft R die Grundfläche AE in einem Punkte Q schneidet, der zwischen A und T liegt; dies allein genügt aber nicht, denn Q darf auch nicht zu nahe an A heranrücken, wenn kein Zerbröckeln der Kante A eintreten soll. Man nimmt an, dass bei Ziegel- und Bruchsteinmauern Q wenigstens um ${}^1/_8 b$ von der Außenkante entfernt bleiben

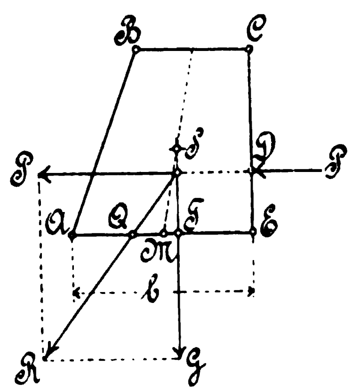


Abb. 511.

muss. Für Futtermauern aus Werkstücken schreibt Vauban vor, dass

$$MQ \leqq \frac{4}{9} \cdot \frac{b}{2}$$

sein muss, wenn man die Mauer als sicher ansehen soll.

Was hier für die in der Höhe der Erdgleiche gelegene Fuge, d. h. also für die Grundfläche der Stützmauer gesagt wurde, gilt auch für alle übrigen Lagerfugen derselben. Ermittelt man für jede derartige Fuge die Lage des Punktes Q aus dem Gewichte des über

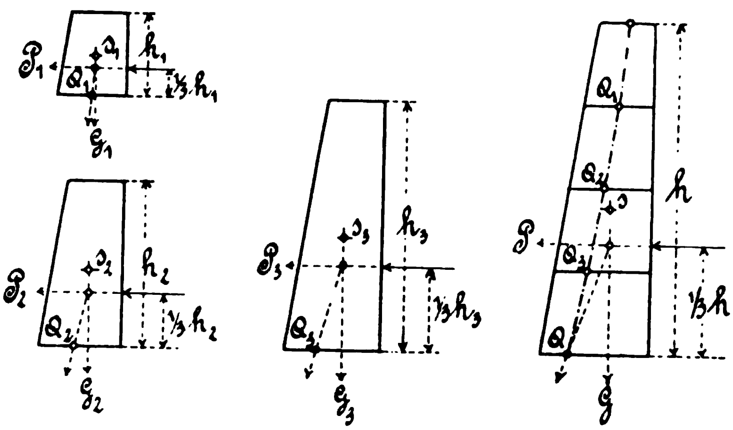


Abb. 512.

der Fuge gelegenen Mauerkörpers und dem diesem Mauerteile entsprechenden Erddrucke, so erhält man durch die Verbindung sämtlicher Q die Mittellinie aller Druckwirkungen im Mauerwerke oder die sogenannte Stützlinie (Abb. 512). Dieselbe kann man auch in der Weise ermitteln, dass man, wie aus der Abbildung 513 hervorgeht, $op_1 = P_1$, $op_2 = P_2$, $op_3 = P_3$, $op = P$ und $og_1 = G_1$, $og_2 = G_2$, $og_3 = G_3$, $og = G$ macht, dann die Richtungen von P_1, P_2, P_3 und P bis zu den Durchschnittspunkten mit den betreffenden Schwerlinien a, b, c und d verlängert und durch a, b, c und d Parallele zu p_1g_1, p_2g_2, p_3g_3 und pg zieht. Wo diese Parallelen die Fugen 11, 22, 33 und AE schneiden, erhält man die Punkte Q_1, Q_2, Q_3 und Q der Stützlinie. Letztere sind durch einen Zug zu verbinden.

Nach den früheren Betrachtungen erleidet eine Fuge überall gleichen Druck, wenn die Mittelkraft R durch die Mitte M der Fuge geht. Soll daher die ganze Mauer gleichmäßig belastet oder beansprucht werden, so muss die Stützlinie mit der Mittellinie

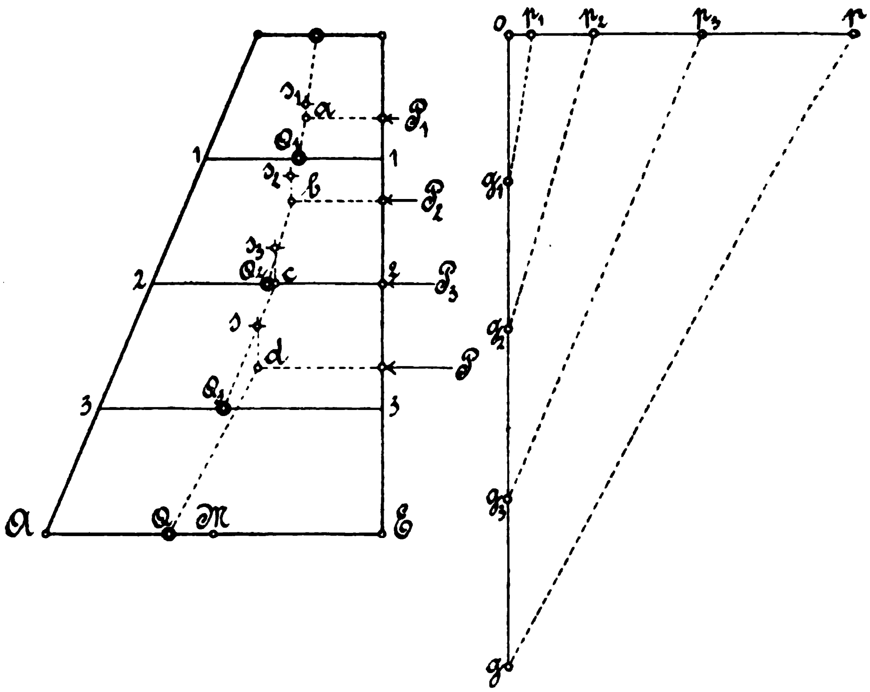


Abb. 513.

des Querschnitts möglichst zusammenfallen und dies ist der Grund, weswegen man diese Mauern häufig unterschneidet oder nach einer krummen Linie böscht und der Stützlinie entsprechend ausführt. Bei diesen beiden Mauerquerschnitten kann es indessen vorkommen, dass die Mauer durch die sich nach oben ausdehnende feuchte Hinterfüllung bei starkem Froste nach außen gedrängt wird. Deswegen sind die sonst sehr zweckmäßigen Querschnittsformen mit Vorsicht anzuwenden.

Da die Mauer kein Ganzes ist, sondern aus einzelnen auf einander ruhenden Schichten besteht, so ist es nicht unmöglich, dass der Erddruck einzelne solche Schichten über die darunter liegenden hinwegschiebt und die Mauer in dieser Weise zerstört. Dies geschieht, wie leicht einzusehen ist, wenn die Reibung zwischen den einzelnen Schichten kleiner ist als die schiebende Kraft. Die Reibung ist gleich dem Produkte aus dem Gewichte des über der Fuge liegenden Mauerkörpers und dem Reibungskoeffizienten. Da aber der Reibungskoeffizient gleich der Tangente des Reibungswinkels ist, so kann man auch sagen: Eine Verschiebung findet statt, wenn

der Winkel, den die Richtung der schiebenden Kraft mit der im Angriffspunkte derselben auf der angenommenen Trennungsebene errichteten Senkrechten einschließt, größer als der Reibungswinkel ist.

Der Bedingung, dass der erwähnte Winkel genügend klein bleibt, wird bei der verhältnismäßig beträchtlichen Größe des Reibungswinkels zwischen den Mauerwerksteilen fast stets genügt; auch hat man in einer entsprechenden Änderung der Neigung der Lagerfugen gegen den Horizont ein Mittel, um den Abweichungswinkel zwischen Mittelkraft und Normaler immer hinreichend klein zu erhalten. Der Reibungswinkel zwischen Mauerwerk und Erdboden jedoch kann unter Umständen sehr klein werden, so dass die Mauer im Ganzen verschoben werden könnte. Man macht aus diesem Grunde die Mauersohle gern rechtwinklig zur Stützlinie oder doch rechtwinklig zur geböschten Außenseite, wie schon mitgeteilt wurde.

Der mehr erwähnte Reibungswinkel beträgt für

Haustein oder Ziegel auf Ziegel bei altem Mauerwerke	28° bis 36,5°
„ „ „ „ „ bei frischem Mauerwerke	27° bis 35°
Mauerwerk auf Beton	37°
„ aufgewachsenem Boden: trocken und hart	33°
„ „ „ „ mittel	24°
„ „ „ „ nass und lettig .	17°

Die Größe der Sohlenfläche einer Stütz- oder Futtermauer ist so zu bemessen, dass der Druck auf 1 qm derselben bei mittelgutem Baugrunde nicht mehr als 25 000 kg beträgt.

2. Staudämme.

Die Staudämme dienen zum Abschlusse von Teichräumen. Teiche sind kleinere oder größere Wasserbehälter, deren Umfassung zum Teile natürlichen Ursprunges ist, zum Teile aber künstlich errichtet werden muss. Sie sind für bergige Gegenden und Örtlichkeiten, wo große Maschinenkräfte gebraucht werden, also besonders auch für Berg- und Hüttenwerke in solchen Gegenden, von größter Wichtigkeit. Man legt sie meist in Thälern an, um sie in niederschlagsreichen Zeiten durch das von den Gehängen hereinkommende Wasser und die etwa im Thal vorhandenen Quellen und fließenden Gewässer anfüllen und in wasserarmen Zeiten nach und nach wieder entleeren zu können, also das ohne das Vorhandensein von Teichen nutzloser oder gar schadenbringender Weise zu Thale laufende

Wasser zweckmäßig und vorteilhaft verwenden zu können. Die Teiche stellen also ein Mittel zur Verhütung oder doch Verminderung von Hochwasserschäden dar, dienen als Regler des Wasserzuflusses für Landwirtschaft und Industrie und bilden Kraftspeicher für den gleichmäßigen Betrieb hydraulischer Motoren.

Meist kann der Abschluss des Teichraumes durch einen einzigen Querdamm, der von dem einen Thalgehänge zum anderen zu führen ist, erreicht werden und nur in weiten und flachen Thälern ist man hie und da gezwungen, den Teichraum durch mehrere Dämme abschließen zu müssen.

Der Fassungsraum, den man einem Teiche geben kann, hängt vor allem von der Größe seines Sammelgebietes, d. h. von der Größe jenes von einer Wasserscheide umschlossenen Bezirkes ab, dessen zum Abflusse gelangendes Niederschlags- oder Flutwasser dem Teiche zusitzt, außerdem davon, ob die Niederschläge in kurzer Zeit und in großer Menge, wie meist in heißen Ländern erfolgen oder mehr auf längere Zeit verteilt sind, wie z. B. in Deutschland. Im ersten Falle hat man unter Umständen nur auf eine einmalige Füllung im Jahre zu rechnen und muss demnach den Teich entsprechend groß machen, während man im zweiten Falle auf zwei- bis dreimalige Füllung zählen kann und infolgedessen mit einem kleineren Fassungsraume auskommen wird. Nach einer alten Regel nimmt man an, dass von der gesamten Niederschlagsmenge, die im Sammelgebiete fällt, nach Abzug des Versickerungs- und Verdunstungswassers ein Drittel im Teiche aufgespeichert werden kann, so dass man, wenn zwei bis drei Füllungen im Jahre zu erwarten sind, den Fassungsraum des Teiches für $^1/_6$ bis $^1/_9$ der gesamten Niederschlagsmenge einzurichten hat. Diese Regel hat jedoch nur für einzelne Gegenden Giltigkeit, denn neuere Beobachtungen haben ergeben, dass vielfach bis 50 % und in den Quellgebieten der aufzustauenden Gewässer bis zu 80 % der Gesamtniederschlagsmenge zum Abflusse gelangten. Eine richtige Bemessung des Teichfassungsraumes ist daher nur auf Grund länger andauernder und sorgfältig durchzuführender Beobachtungen und Messungen möglich. Von sehr großer Bedeutung für die Bestimmung des Teichinhaltes ist sodann auch der Bedarf an Wasser, der durch die Teichanlage voraussichtlich zu decken ist. Übrigens kann man dem Teiche in manchen Fällen auch durch geeignet angelegte Kanäle und Röschen Wasser aus einem benachbarten Sammelgebiete zuführen oder mehrere Teiche zu einem Systeme vereinigen.

Die Wassermenge, welche in einem Teiche aufgespeichert werden kann, ist um so größer, je weiter unten der Staudamm im Thale angeordnet ist. Dabei wird aber das Nutzgefälle um so kleiner. Handelt es sich also darum, die Wasserkraft in der Nähe des Teiches auszunützen, so wird man diesen in einer mittleren Höhe möglichst so anlegen, dass das Produkt aus Wasserzufluss und Gefälle ein Maximum wird, während man in den Fällen, in denen das Wasser entfernter gelegenen Verbrauchsstellen zuzuführen ist, den Teich möglichst tief legen wird. Im allgemeinen ist für einen bestimmten Fassungsraum die Anlage um so vorteilhafter, je kleiner die einzuteichende Oberfläche und je geringer die auszuführende Dammlänge wird.

Bei Anlage eines Teiches ist auch gehörige Rücksicht auf die Beschaffenheit des Teichgrundes zu nehmen. Derselbe muss wasserundurchlässig sein. Örtlichkeiten mit zerklüftetem Untergrunde oder mit Sand- und Sumpfboden u. s. w. sind für die Anlage eines Teiches ungeeignet und nur fester Thon- oder dichter Felsboden ist brauchbar. Manchmal ist es möglich, die undichten Stellen des Grundes durch Aussetzen mit Lehm oder durch Ausrammlung mit andern geeigneten Stoffen, wie sandigem Thone oder Beton dicht zu machen. Sind die Thalgehänge nicht wasserdicht oder leisten sie dem Wasser nicht hinreichenden Widerstand, so muss man sie durch Thon- oder Rasenschichten, durch Schutzmauern u. s. w. schützen.

Der wirtschaftliche Wert eines Teiches hängt vorzüglich von der Größe der eingeteichten Fläche und von dem Fassungsraume ab. Um beides zu finden, sind besondere Aufnahmen zu machen. Wie diese auszuführen sind, gehört nicht hierher, sondern ist Gegenstand der Markscheide- bez. Vermessungskunde.

An einem Teichdamme (Abb. 514) unterscheidet man das Mittelstück *c d e f* und die Flügel *a c e* und *d b f*. Die dem Wasser zugekehrte Seite *g l* heißt die Dammbrust, die obere Fläche *l i*

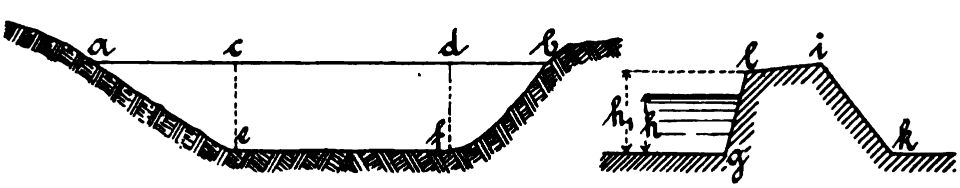


Abb. 514.

die Krone oder Kappe, *ik* der Rücken und *gk* die Sohle. Die Höhe h_1 des Dammes macht man der Wellenbewegung und des

etwa auftretenden plötzlichen Hochwassers halber stets größer als die normale Wassertiefe h. Nach Krantz kann man

für	$h =$ 5	10	20	30	40 bis 50 m	
	$h_1 - h =$ 0,5	1,0	2,0	3,0	3,5 m	

annehmen.

Die Dämme werden entweder aus Holz und Stein oder Erde zusammengesetzt, aus Erde aufgeschüttet, in Beton gestampft oder in Stein aufgemauert. In neuerer Zeit hat auch das Eisen bei der Herstellung von Staudämmen Anwendung gefunden

Die hölzernen Dämme von einigermaßen großen Abmessungen haben nur für holzreiche Gegenden Bedeutung. Kleinere Dämme kann man nach Art der früher erwähnten Kastenfangdämme ausführen oder aus Blockwänden zusammenfügen, wobei die Blockhölzer durch Eisenstangen noch besonders verankert und die Fugen durch eingetriebene Holzkeile gedichtet oder kalfatert d. h. mit Werg und Pech verstopft werden. Für größere Staudämme wendet man eine Vereinigung von Holz und Stein, sogenannte Steinkisten an. Hierbei werden Lang- und Querhölzer in Entfernungen von 1 bis 2 m kreuzweise übereinander geschichtet und durch Verkämmung und Ankerbolzen verbunden. Die Zwischenräume werden mit Steinen (Trockenmauerwerk) ausgefüllt und die Dammbrust mit einem einfachen oder doppelten Bodenbelage, der fest mit dem Holzwerke des Dammkörpers zu verbinden ist, versehen. Der Bohlenbelag wird kalfatert und mit Teer bestrichen. der Dammfuß auf der Wasserseite durch Erdaufschüttung, Thonschlag oder Beton gedichtet. Ein Beispiel eines solchen Staudammes, die besonders in Amerika vielfach ausgeführt werden, zeigt Abb. 515.

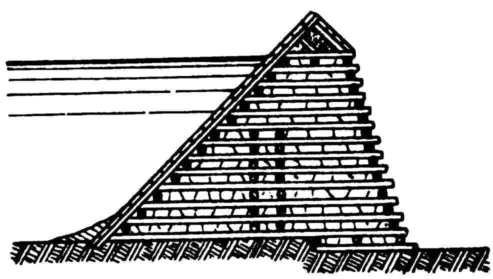


Abb. 515.

Die Erddämme können in dreierlei Weise ausgeführt werden, indem man sie entweder gleichmäßig wasserdicht baut oder an der Brust mit einem wasserdichten Körper bedeckt oder endlich mit einem wasserdichten Kerne versieht.

Die Dammkrone ist mindestens 3 m und wenn ein Weg darüber führt, wenigstens 6 m breit zu machen; nach dem Teiche zu ist sie mit einer Brüstung zu versehen. Sehr zweckmäßig ist es,

die Dammkappe ihrer ganzen Breite nach mit einer Lehmschicht zu belegen und ihr nach dem Teiche zu eine geringe Neigung zu geben, um das Niederschlags- und Wellenwasser vom Eindringen in den Dammkörper möglichst abzuhalten und in den Teich, nicht aber auf den Dammrücken gelangen zu lassen. Die Dammbrust wird zum Schutze gegen die Angriffe der Wellen, Eisschollen u. s. w. meist mit einem Pflaster oder einer Mauer oder mit einer Betonschicht bedeckt; der Dammrücken dagegen häufig nur mit Rasen bekleidet. Die erwähnte Schutzmauer wird auch Terrassenmauer genannt und kann aus in regelrechtem Verbande aufgesetzten, behauenen Steinen bestehen oder als Cyclopenmauer ausgeführt werden. Sie ist sorgfältig zu gründen und wird entweder in hydraulischem Mörtel hergestellt und ausgefugt, damit sich keine Pflanzen festsetzen können oder als Trockenmauer aufgeführt. Das Pflaster und die Betonschicht müssen eine Unterlage von Kies oder Sand erhalten; auch reine Wäschgraupen, die in dünnen Schichten eingebracht und befestigt werden, sind hierzu geeignet. Rücken und Brust erhalten gewöhnlich die Böschung $^3/_2$, also einen Böschungswinkel von etwa 34°. Dämme mit Lehmbrust werden meist steiler angelegt als die mit Kern. Erddämme werden selten über 20 m hoch gemacht; doch giebt es hie und da auch solche von 30 und mehr Metern Höhe.

Die Grundrissform der Erddämme ist fast immer gradlinig. Die größte Sorgfalt ist auf die Gründung des Dammes zu verwenden. Am besten kommt die Dammsohle in einen Grundgraben oder sogenannten Grundschram zu stehen, welcher bis auf tragfähige wasserundurchlässige Schichten oder Felsengrund herabgehen muss und nach Befinden weit in die Gehänge hinein zu führen ist. Die Massen, aus denen ein Erddamm aufgeschüttet wird, müssen möglichst gleichmäßige Beschaffenheit haben und dürfen keinerlei fremde Körper wie Holzstücke und größere Steine enthalten; auch dürfen keine Eisstücke oder gefrorene Erdschollen darin sein. Die Erdmassen werden in Schichten von 10 bis 20 cm Dicke aufgeschüttet, bei trockenem Wetter etwas angefeuchtet und sorgfältig zusammengedrückt. Letztere Arbeit geschieht am besten mit Walzen, am unzuverlässigsten mit Stampfen.

Gleichmäßig wasserdichte Erddämme werden aus fettem Erdboden, Thon u. dergl. hergestellt, den man mit etwas grobem Sande vermischt. Vollständige Wasserdichtigkeit erreicht man dabei übrigens in der Regel nicht; jedoch sind die stattfindenden Sickerungen meist so geringfügig und sich so gleichbleibend, dass

sie als unschädlich angesehen werden können. Die Terrassenmauer wird bei diesen Dämmen gewöhnlich treppenförmig angelegt, wie Abb. 516 zeigt.

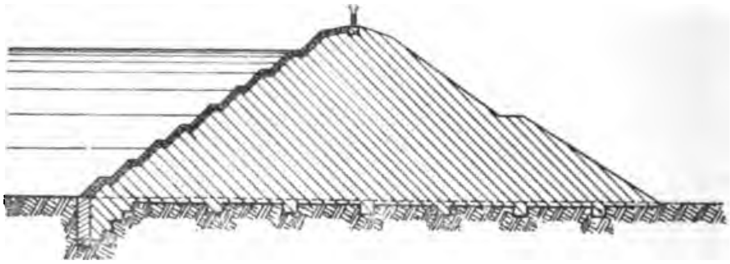


Abb. 516.

Bei größeren Anlagen macht man die Dämme meist nicht gleichmäßig wasserdicht, sondern versieht sie mit einer wasserdichten Brust oder mit einem wasserdichten Kerne. Die Herstellung einer wasserdichten Brust ist in Mittel- und Süddeutschland, sowie in Frankreich gebräuchlich; auch die sämtlichen Teiche des Freiberger Bergreviers sind mit einer solchen Brust versehen. Die Anwendung eines wasserdichten Kernes dagegen findet man am Harze, in Österreich, in England und in Amerika. Die Ausführungsweise eines

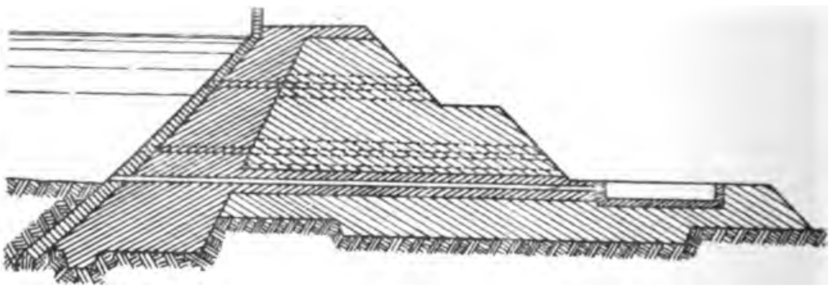


Abb. 517.

Dammes mit wasserdichter Brust zeigt Abbildung 517, welche einen Schnitt durch den Damm des Dörnthaler Teiches bei Freiberg darstellt. Die Brust desselben, die aus Lehm mit etwas Sandzusatz besteht, hat hier eine futtermauerähnliche Gestalt bekommen und ist an der Krone etwa 4, an der Sohle aber ungefähr 11 m dick. Dieser Damm ist 300 m lang und 16,4 m hoch, er hat 13,3 m Kronen- und 49,6 m Sohlenweite. Abbildung 518 zeigt einen Damm mit wasserdichtem Kerne. Letzterer wird gewöhnlich aus Lehm- oder Thonschlag (puddle) mit etwas Sandzusatz oder aus Beton oder,

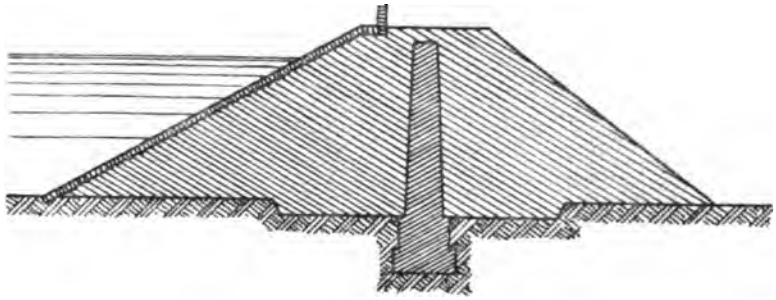


Abb. 518.

wie am Harze, aus Rasen und Dammerde hergestellt und zwar gleichzeitig mit dem übrigen Damme. Die Krone des Kernes liegt häufig etwas unter der Dammkrone und bekommt gewöhnlich 1,5 bis 4 m Breite. Vorder- und Rückseite werden mit $^1/_6$ bis $^1/_{24}$ Böschung angelegt.

Die Lehmbrust hat vor dem Kerne den Vorzug, dass das etwa durch die Schutzmauer eindringende Wasser sofort aufgehalten wird, während es bei diesem unter Umständen bis zur Mitte des Dammes vordringen und die Standfestigkeit desselben bedeutend gefährden kann. Dagegen setzt sich eine solche Brust leicht anders als der übrige Dammkörper, so dass der Zusammenhang gelockert und undichte Stellen hervorgerufen werden können; der Kern wird durch das Setzen der Hauptdammmassen nicht weiter gefährdet.

Die Teichdämme sind dem Drucke des Wassers ausgesetzt und müssen daher solche Abmessungen erhalten, dass sie durch diesen Druck weder fortgeschoben noch umgestürzt werden können. Um sich darüber Gewissheit zu verschaffen, dass diesen beiden Bedingungen genügt wird, kann man die Dämme in folgender Weise untersuchen. Nach einem bekannten hydraulischen Gesetze ist der Druck, welchen das Wasser auf eine Fläche nach irgend einer Richtung hin ausübt, gleich dem Gewichte einer Wassersäule, welche zur Basis die Projektion der Fläche winkelrecht zur gegebenen Richtung und zur Höhe die Tiefe des Schwerpunktes der Fläche unter dem Wasserspiegel hat.

In der folgenden Skizze (Abb. 519), die den Querschnitt eines Dammes von der Länge 1 darstellen mag, ist demnach der Druck auf die Fläche CE:

$$P = a\frac{h}{2}\cdot\gamma$$

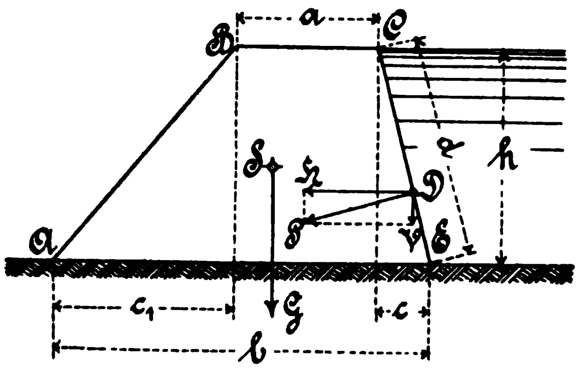


Abb. 519.

Dieser Druck kann in die beiden Seitendruckkräfte:

$$H = h\frac{h}{2}\gamma = {}^1/_2\, h^2\, \gamma$$

und

$$V = c\frac{h}{2}\gamma$$

zerlegt werden, von denen H auf das Fortschieben des Dammes gerichtet ist, während durch V und durch das Gewicht des Dammes:

$$G = \frac{a+b}{2}h\gamma_1 = \left(a + \frac{c+c_1}{2}\right)h\gamma_1 = \frac{1}{2}(2a + c + c_1)h\gamma_1$$

ein Reibungswiderstand hervorgerufen wird, den H überwinden muss, wenn der Damm fortgeschoben werden soll. Nimmt man der Sicherheit wegen völlig durchweichten Untergrund an, so wirkt von unten her der Druck oder Auftrieb:

$$L = bh\gamma = (a + c + c_1)h\gamma$$

auf die Dammsohle entlastend ein und es muss, wenn man den Reibungskoeffizienten mit φ bezeichnet:

$$H < \varphi(V + G + L)$$

oder nach Einsetzung der Werte:

$${}^1/_2 h^2\gamma < \varphi h\left[\frac{1}{2}c\gamma + \frac{1}{2}(2a + c + c_1)\gamma_1 - (a + c + c_1)\gamma\right]$$

und schließlich:

$$h < \varphi\left[(2a + c + c_1)\left(\frac{\gamma_1}{\gamma} - 1\right) - c_1\right]$$

sein, wenn das Fortschieben des Dammes nicht eintreten soll. Aus dieser Ungleichung ergiebt sich das Mindestmaß der Kappenbreite. Es muss nämlich sein:

$$a > \frac{1}{2}\left[\frac{h + \varphi c_1}{\varphi\left(\frac{\gamma_1}{\gamma} - 1\right)} - (c + c_1)\right]$$

Für lehmigen oder thonigen Boden kann man $\gamma_1 = 2000$ kg/cbm setzen, so dass $\frac{\gamma_1}{\gamma} = 2$ wird; φ hat im Mittel den Wert $^1/_3$. Macht man noch $c = c_1 = 1{,}5\,h$, so muss mindestens sein $a = 0{,}75\,h$.

Die Standfestigkeit eines solchen Staudammes in Hinsicht auf das Umstürzen kann man in bekannter Weise wie folgt untersuchen (Abb. 520). Nach früherem ist der Wasserdruck P, welcher auf die Fläche $EC = d$ wirkt

$$P = \frac{1}{2}\,d\,h\,\gamma.$$

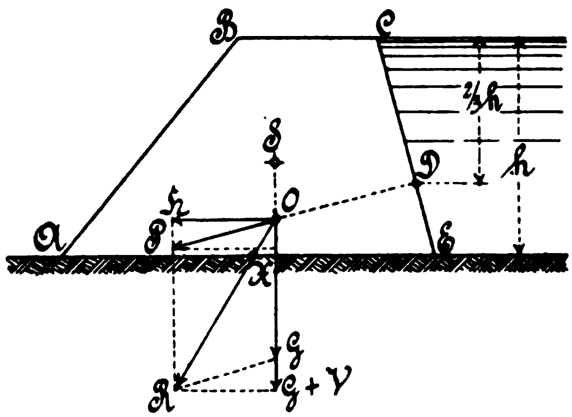


Abb. 520.

Derselbe greift nach einem bekannten Satze der Hydraulik in einem Punkte D an, der in $^2/_3$ der Wassertiefe unter dem Wasserspiegel liegt. Ferner hat man:

$$H = \frac{1}{2}h^2\,\gamma$$

$$V = \frac{1}{2}ch\,\gamma$$

$$G = \frac{1}{2}(a + b)\,h\,\gamma.$$

Aus P und G oder aus H und $G + V$ erhält man eine Mittelkraft R, deren Richtung die Dammsohle $AE = b$ im Punkte X schneidet. Dieser Punkt liegt in der Stützlinie, die man findet, wenn man für h verschiedene Wassertiefen einführt, in diesen Tiefen wagrechte Schnitte durch den Damm legt und die Schnittpunkte der Mittelkräfte aus Wasserdruck und Gewicht der über den Schnitten liegenden Dammstücke mit den wagrechten Schnittlinien verbindet. Schneller führt auch hier der graphische Weg zum Ziele, wie später noch an einem einfachen Beispiele gezeigt werden soll.

Alle Erddämme müssen vor Überflutungen behütet werden, weil selbst die ausgesuchteste und aufs sorgfältigste aufgeschüttete Erdmasse jede Widerstandsfähigkeit verliert, wenn sie aufgeweicht wird, so dass ein überströmter Damm in den meisten Fällen verloren ist. Wie in mancher anderen Hinsicht, so sind auch in dieser Beziehung die gemauerten Staudämme viel sicherer.

Die gemauerten Staudämme nennt man Thalsperren und dieser Name wird auch wohl auf die ganze Teichanlage übertragen.

Die Thalsperren dienen vorzugsweise zur Absperrung enger und tiefer Thäler, kommen daher meist in gebirgigen Gegenden zur Ausführung und sind mit felsigem Untergrunde verbunden, während die Erddämme mehr nur in hügeligen Gegenden zum Abschlusse weiter und flacher Thäler benutzt, gewöhnlich auf erdigem Untergrunde und nur selten auf Felsboden errichtet werden. Die Steindämme sind daher meist kürzer und höher als die Erddämme. Während man bei letzteren ein gewisses, verhältnismäßig geringes Höhenmaß nicht gerne überschreitet, sind der Ausführbarkeit der Steinmauern in dieser Hinsicht kaum Grenzen gesteckt; der Damm del Gasco am Guadarrama soll z. B. eine Höhe von 93 m haben. Den Erddämmen giebt man, wie bereits bemerkt wurde, in den meisten Fällen eine gerade Linie zur Längsachse; die Staumauern dagegen werden im Grundrisse gern nach einem Bogen gekrümmt, dessen Mittelpunkt auf der Landseite liegt, so dass sie liegenden Tonnengewölben mit senkrecht stehender Achse nicht unähnlich sind. Über den Zweck und die Berechtigung dieser Bogenform gehen die Meinungen noch auseinander. Jedenfalls ist derselben ein gewisses, gefälliges Ansehen nicht abzusprechen, auf eine Vermehrung der Standfestigkeit durch sie, von auch nur einiger Bedeutung ist aber nicht zu rechnen. Als Hauptvorteil der Bogenform wird der angesehen, dass sie der Bildung von senkrechten Rissen im Mauerwerke, die in Folge der Wärmeänderungen eintreten könnten, entgegenwirkt.

Die Staumauern werden auf der Wasserseite entweder senkrecht oder mit geringer Böschung ausgeführt. Die Abmessungen dieser Dämme kann man nach den für die Stütz- und Futtermauern entwickelten Formeln bestimmen, nur hat man in denselben $\varrho = o$ zu setzen.

Intze,*) welcher sich um die Errichtung von Thalsperren in Deutschland sehr verdient gemacht hat, bezeichnet als vorteil-

*) Deutsche Bauzeitung 1875.

haftesten Querschnitt ein Dreieck (Abb. 521), dessen hintere, dem Wasser zugekehrte Seite mehr oder weniger senkrecht steht, je nach größerer oder geringerer Höhe des Dammes und bei welchem folgende Bedingungen erfüllt sind:

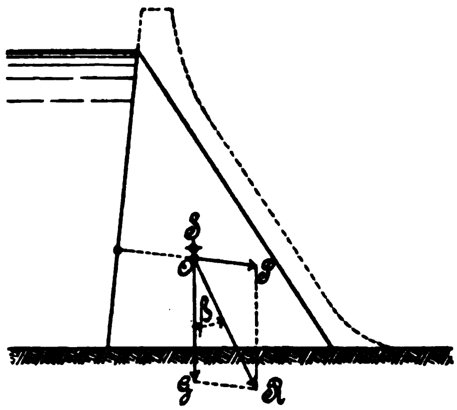


Abb. 521.

1. Die Tangente des Winkels β zwischen der Mittelkraft R und der Schwerlinie G soll eine gewisse Grenze $\tan\beta = 0{,}5$ nicht überschreiten. Es soll also

$$\tan\beta \leqq \frac{H}{G+V} \text{ sein.}$$

2. In jeder wagerechten Fuge sollen nur Druckspannungen auftreten.
3. Die Maximal-Druckspannungen an der Vorderfläche (Dammrücken) sollen eine gewisse Grenze nicht überschreiten, welche zu 80 000 kg/qm bei hohen Dämmen und solider Ausführung, zu 50 000 kg/qm für weniger solide Materialien und geringe Höhen, sowie für die unteren Schichten und die Sohle sehr hoher Mauern gesetzt werden kann.
4. Die Maximal-Druckspannungen an der Innenfläche der Mauer sollen, wenn das Thalbecken nicht gefüllt ist, also hier der stärkste Druck auftritt, ebenfalls eine gewisse Grenze nicht überschreiten, die man bei hohen Mauern wegen der kurzen Zeitdauer dieser Beanspruchung für Mauerwerk und für den Untergrund zu etwa 70 000 kg/qm annehmen darf.

Die beiden ersten der vorstehenden Bedingungen entsprechen dem Grundsatze, dass die Stützlinie nirgends aus dem mittleren Drittel des Querschnittes heraustreten darf.

Hat man das Dreieck festgestellt, so ist aus praktischen Rücksichten an der Krone eine Verstärkung und Erhöhung aufzusetzen, damit sie widerstandsfähiger gegen Witterungseinflüsse und Wellenschlag werde. Überhaupt ist der ganze Querschnitt reichlich zu bemessen, so dass er etwa die punktiert angegebene Gestalt einnimmt.

Auch die gemauerten Staudämme sind mit Hilfe der Stützlinie noch näher zu prüfen. Man hat dabei in jeden Querschnitt zwei Stützlinien einzuzeichnen, eine, die für den leeren, die andere, welche für den gefüllten Teich gilt. Beide müssen in ihrem ganzen Verlaufe im mittleren Drittel des Querschnittes bleiben. Das folgende Beispiel soll die Konstruktion dieser Stützlinien etwas näher erläutern (Abb. 522).

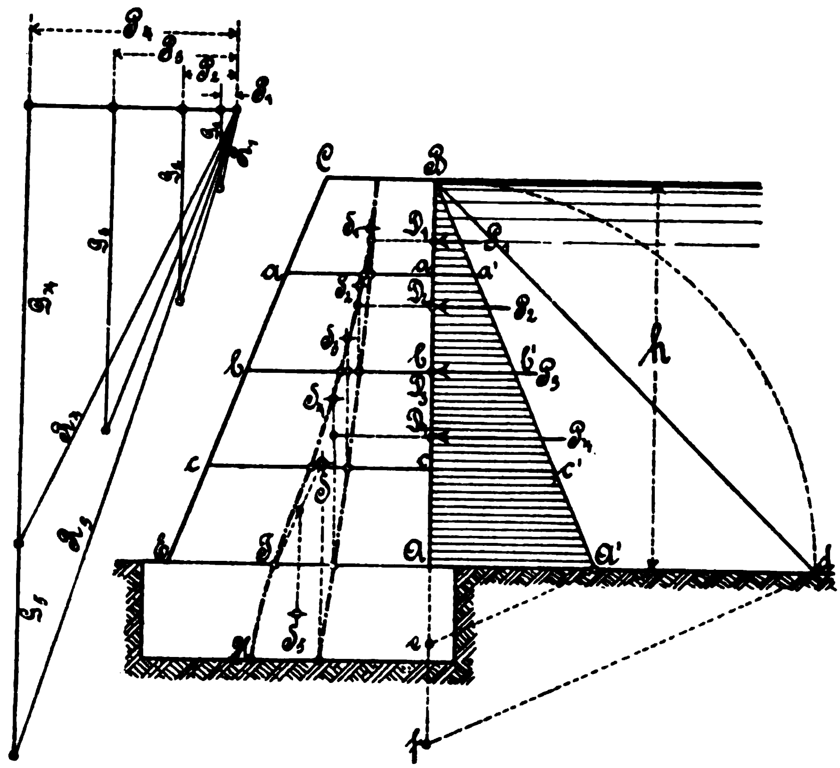


Abb. 522.

Die Stützlinie für den nur durch sein Eigengewicht belasteten Staudamm bei leerem Teiche ist leicht zu ermitteln. Man teile den ganzen Dammquerschnitt durch die wagrechten Schnitte *a a, b b* u. s. w. in mehrere Teile, bestimme für die über den Schnitten liegenden Mauerquerschnitte die Schwerpunkte S_1 S_2 u. s. w. und verbinde die Punkte, in welchen die durch die Schwerpunkte zu ziehenden Senkrechten *a a* u. s. w. schneiden, mit einander. Die sich so ergebende Stützlinie liegt auf der Wasserseite des Querschnittes. Sie wird nach der Landseite zugedrängt, wenn der Teich sich füllt.

Die für den gefüllten Teich geltende Stützlinie findet man wie folgt. Der Druck, den das Wasser auf die Brust *AB* des Staudammes ausübt, ist, wenn der Wasserspiegel mit der Dammkrone in gleicher Höhe steht, gleich dem Gewichte eines Wasserprismas, dessen Grundfläche gleich dem Dreiecke *ABd* ist; die Länge wie früher zu 1 angenommen. Zur Erleichterung des Einzeichnens der Stützlinie denkt man sich das Wasserprisma durch ein anderes Prisma ersetzt, das dieselbe Länge hat, aber aus dem gleichen Baustoffe wie die Mauer besteht. Trägt man in *Ae* das Gewicht von 1 cbm Wasser in irgend einem Maßstabe als Strecke auf, in *Af* aber das entsprechende Gewicht des Dammmateriales, so erhält man durch Ziehen der parallelen Linie *fd* und *eA'* in dem schraffierten Dreiecke *AA'B* den Querschnitt des gesuchten Prismas. Über der wagrechten Fuge *aa* liegt der Körper *aaBC*, auf dessen Brust der Wasserdruck P_1 einwirkt, welcher in $^1/_3$ der Höhe, also in *D*, eingreift. Dieser Wasserdruck wird durch die Dreiecksfläche *aa'B* dargestellt, während die Trapezfläche $aaBC = G_1$ als das Gewicht des über der Fuge *aa* liegenden Mauerstückes anzusehen ist. Ebenso hat man die Kräfte $P_2 = bb'B$, $P_3 = cc'B$ u. s. w. und die Gewichte $G_2 = bbBC$ $G_3 = ccBC$ u. s. w. Mit Hilfe dieser Kräfte und Gewichte, von denen die ersteren senkrecht auf die Dammbrust, die letzteren aber senkrecht nach unten wirken, kann man nun in bekannter Weise die Stützlinie finden, indem man durch die Punkte, in denen die Schwerlinien von den Kraftrichtungen *P* geschnitten werden, Parallele zu den Resultierenden im Kräfteplane zieht, bis sie die zugehörigen Fugen schneiden. Schließlich ist R_4 mit G_5 (dem Gewichte des Mauerfundamentes) zu R_5 zusammenzusetzen, um den Punkt *U* zu finden. Man legt zu diesem Zwecke eine Parallele zu R_5 durch den Schnittpunkt der Schwerlinie durch S_5 mit der Linie *ST*, die parallel zu R_4 ist.

Die Ausführung der Staumauern hat auf das sorgfältigste zu geschehen und nur die allerbesten Baustoffe dürfen zu denselben verwendet werden, können doch durch Dammbrüche die entsetzlichsten Unglücksfälle hervorgerufen werden. Besonders peinlich ist der Untergrund, auf welchem der Damm errichtet werden soll, zu behandeln und vorzubereiten. Bei der Auswahl der zu verwendenden Steine und Mörtel muss ebenfalls mit der größten Vorsicht vorgegangen werden und es ist stets empfehlenswert, sich von der Güte dieser Baustoffe durch eingehende Prüfungen zu überzeugen. Man thut gut, möglichst schweres Gestein zu nehmen;

Ziegel sind deshalb nicht zu empfehlen. Bruchsteine dürfen nur so groß sein, dass sie ein Mann noch handhaben kann. Bei Quadermauerwerk ist große Aufmerksamkeit auf die Fugen zu verwenden. Alle Steine müssen vor der Vermauerung gut gereinigt und stark angenetzt werden und sind so in vollen Mörtel zu legen, dass die Fugen überall vollständig mit Mörtel ausgefüllt sind. Die Lagerfugen werden wagrecht oder so angeordnet, dass sie senkrecht auf den Stützlinien stehen, also ähnlich verlaufen, wie dies bei den Haldenmauern besprochen wurde. Für Mauern aus Bruchsteinen ist Cyclopenmauerwerk besser geeignet als Mauerwerk mit ausgeglichenen Schichten. Zweckmäßig ist es, besonders ausgesuchte Steine an die Wasserseite der Staumauer zu legen. Auch aus Stampfbeton sind in neuerer Zeit Staudämme hergestellt worden, wobei sich eine Mischung von 1 R. T. Zement, 2 R. T. Sand und 6 R. T. Steinschlag gut bewährt hat. Die Mauern werden auf der Wasserseite häufig mit einem Teeranstriche versehen, der zeitweilig zu erneuern ist.

Das Anfüllen oder Anspannen des Teiches muss langsam geschehen, damit es nötigenfalls bald unterbrochen werden kann. Zum Ablassen oder Ausschlagen des Wassers aus dem Teiche bedient man sich besonderer Entnahmevorrichtungen, die Teichgerinne genannt werden, und der Hochwasserüberfälle oder Fluter. Die ersteren werden durch den Teichdamm hindurchgeführt und dienen zur regelmäßigen Wasserentnahme; die letzteren dagegen sind bloße Einschnitte, die zur Entlastung desselben bestimmt sind und bei gefülltem Teiche das noch weiter zufließende Wasser, die Flut, abführen.

Als Teichgerinne werden jetzt fast stets Rohre aus Gusseisen oder aus Blech benutzt, welche bei Erddämmen mit einer Lehm- oder Thonschlagschicht zu umgeben oder besser in einen gemauerten, mit Lehmrammlung gefüllten und an der Wasserseite sorgfältig abgeschlossenen Kanal zu legen, bei Steindämmen aber in einer befahrbaren, vorn sicher verschlossenen Rösche unterzubringen sind. Der wasserdichte Anschluss von Eisenteilen an Mauerwerk oder Erde und von Mauerwerk an Erde bereitet besondere Schwierigkeiten und es sind erfahrungsgemäß namentlich diese Stellen, an denen sich zuerst Undichtigkeiten zeigen. Man kann diese dadurch auf ein unschädliches Maß einschränken, dass man den Eisenteilen oder dem Mauerwerke eine Anzahl scharfkantiger Vorsprünge giebt, welche in das benachbarte Dammmaterial hineingreifen. Wenn sich

trotz dieser Vorsprünge Wasseradern bilden, so fällt doch der in denselben vorhandene Wasserdruck um so geringer aus, je größer die Anzahl scharfer Ecken ist, an welchen das Wasser vorüber muss und ein etwaiges Ausfließen erfolgt mit sehr mäßiger Geschwindigkeit. Bei Mauerwerk aus natürlichen Steinen in Erddämmen kann man denselben Zweck dadurch erreichen, dass man die dem Erdreiche zugekehrten Stirnen der Steine unbearbeitet lässt, wodurch eine rauhe, mit vielen Vorsprüngen versehene Außenfläche des Mauerwerkes entsteht. Selbstverständlich muss das Material, welches das Eisen oder das Mauerwerk umgiebt, gut angedichtet werden. Ein Mantel aus Thonschlag oder Lehmrammlung leistet hierbei vorzügliche Dienste. Der Querschnitt der Gerinne muss so gewählt werden, dass er selbst bei dem geringsten, nutzbaren Wasserstande noch die erforderliche Wassermenge durchlässt; gewöhnlich findet man die Gerinnröhren 0,3 bis 0,8 m weit ausgeführt. Den lichten Durchmesser bestimmt man am einfachsten nach der Formel von Dupuit, welche lautet

$$d = \sqrt[5]{\frac{l}{h}\left(\frac{Q}{20}\right)^2}$$

worin h die gegebene kleinste Druckhöhe bis zur Rohrmitte gemessen, Q die in der Sekunde abzulassende Wassermenge und l die Länge des Gerinnes ist. Der Sicherheit wegen thut man gut, das so erhaltene d noch um 10 bis 12 % zu vergrößern. Die Gerinne sind durch einen Zapfen, einen Schieber, ein Ventil oder eine Klappe, den sogenannten Striegel verschließbar zu machen. Dieser Striegel sitzt gewöhnlich am unteren Ende einer langen eisernen oder hölzernen Stange und kann durch eine an deren oberem Ende angreifende geeignete Vorrichtung bewegt werden. Die Striegelstange hängt entweder senkrecht in einem besonderen Striegelturm, der vor der Dammbrust in den Teich hinein gebaut ist, oder in einem im Dammkörper ausgesparten Schachte oder sie liegt schräg auf der Dammbrust. Die erwähnte, zum Ziehen und Schließen des Striegels dienende Vorrichtung wird in einem Striegelhause untergebracht. Meist sind die Teiche mit mehr als einem Gerinne versehen, die in verschiedener Höhe in den Damm eingelegt sind. Zwei Stück sollen immer vorhanden sein, von denen eins im tiefsten Punkte des Teiches angesetzt ist und geöffnet wird, wenn der Teich gefischt oder geschlämmt werden soll, während das andere Gerinne für die regelmäßige Wasserentnahme bestimmt ist. An dieses Ge-

rinne schließt sich der Kunstgraben an, welcher das Wasser an die Verbrauchsstelle leitet. Damit bei stark angespanntem Teiche nicht das ganze Gefälle zwischen Teichspiegel und Kunstgraben unbenutzt bleibt, legt man in einigen Fällen zwischen beide noch ein oder mehrere Gerinne, welche das Wasser erst über eine Kraftmaschine gehen lassen können, ehe es in den Kunstgraben gelangt.

Die Fluter, welche gewissermaßen wie Sicherheitsventile wirken und die Flutbetten bringt man möglichst nahe an den Gehängen in den Dammflügeln oder auch im gewachsenen Boden nahe den letzteren an. Die Flutbetten sind sorgfältig ausgemauerte Einschnitte von höchstens 1,5 m Tiefe unter dem Höchstwasserspiegel, aber von mehr oder weniger bedeutender Breite. Sie sind am zweckmäßigsten als offene Überfälle mit gemauerter Krone aus verankerten und gut zusammengefügten Steinen auszuführen. Sie werden hie und da aber auch, um ein Anstauen bis auf den höchsten zulässigen Stand zu ermöglichen, durch ein aus lose übereinander gelegten Balken oder Bohlen bestehendes Balkenwehr oder eine andere leicht zu öffnende Stauvorrichtung verschlossen. Derartige Anordnungen sind im allgemeinen nicht zu empfehlen, weil sie doch immerhin einen nicht unbedeutenden Zeit- und Kraftaufwand zu ihrer Öffnung erfordern und so den Zweck der Fluter, als Sicherheitsvorrichtung zu wirken, vereiteln können. Sie sind deshalb nur für solche Teiche, bei denen plötzliche Hochwasserfluten nicht zu erwarten sind, als zweckmäßig anzusehen. Die lichte Weite b des Fluters hängt von der zum Abflusse gelangenden Niederschlagsmenge ab und muss so bemessen werden, dass selbst die größte, in einer Sekunde auftretende Abflussmenge Q abgeführt werden kann, ohne dass der höchst zulässige Wasserstand im Teiche überschritten wird. Diese größte Wassermenge ist also in jedem Falle besonders zu ermitteln. Ist dies geschehen, so kann man die erforderliche Breite genügend genau nach den Formeln

$$b = \frac{Q}{1{,}77\, h^{3/2}} \text{ oder } b = \frac{Q}{1{,}59\, h^{3/2}}$$

bestimmen (vgl. S. 351), je nachdem die Wehrkrone gekrümmte oder wagrechte Oberfläche hat. h ist dabei eine gewisse Wasserhöhe über der Wehrkrone, die verschieden groß angenommen wird, aber zweckmäßigerweise nicht über 0,75 m betragen sollte. In England nimmt man fast immer für jedes qkm des Sammelgebietes 2,25 m Fluterbreite an, wobei dann der Wasserspiegel im äußersten Falle bis auf 0,8 m über die Wehrkrone steigt. Das Wasser, welches durch das Fluter ausge-

schlagen wird, gelangt durch offene, gemauerte Kanäle in einen benachbarten Wasserlauf. Diese Kanäle haben in der Regel ein sehr starkes Gefälle und sind zur Unschädlichmachung der dem Wasser innewohnenden lebendigen Kraft mit Abtreppungen versehen, die gepflastert und zur Verhütung des Auswaschens der Steine auch noch gedielt werden. Bei Teichen, denen das Wasser durch besondere Gräben zugeführt wird und die mit sogenannten Weichgräben versehen sind, kann das Flutwasser zum größten Teile durch diese unschädlich gemacht werden. Bei solchen Teichen genügt daher auch eine geringere Fluterbreite.

VII. Kunstgräben, Wehre und Rohrleitungen.

1. Kunstgräben.

Das zu irgend welcher technischen Verwendung bestimmte Wasser führt man in offenen Kanälen, Gräben und Gerinnen oder in geschlossenen Rohrleitungen nach den Verbrauchsstellen. Handelt es sich dabei um Ausnutzung des Wassers zu Kraftzwecken, so nennt man die Zuführungsleitung auch Aufschlagskanal, Obergraben oder ähnlich. Das ausgenutzte Wasser wird durch den Abzugs- oder Untergraben abgeführt und gelangt durch diesen in einen natürlichen Wasserlauf.

Die Kanäle und Gräben sind in den natürlichen Erdboden oder in die Oberfläche eines aufgeschütteten Dammes eingeschnittene Vertiefungen von regelmäßigem Querschnitte. Zur Überschreitung von Thälern u. drgl., sowie in bedeutenderen Höhen über dem Erdboden kann man sie auf Brücken, unter der Erde durch Röschen und Tunnel fortführen. Die Wandungen der Kanäle und Gräben werden häufig nur von der durchschnittenen Erd- oder Felsart gebildet, oft aber auch durch irgend eine Auskleidung des Bettes, welche angebracht wird, um die Wände vor dem Angriffe des Wassers zu schützen. Diese Auskleidung kann aus Mörtel- oder Trockenmauerwerk, aus Betonstampfung mit und ohne Eiseneinlagen, Blechwänden, Zimmerung mit Schwarten- oder Bretterverzug, aus spundwandähnlichen Bohlwerken u. s. w. bestehen. Die Seiten solcher mit einer Auskleidung versehenen Kanäle oder Gräben können mehr oder weniger lotrecht stehende Wände erhalten, während die ohne Auskleidung gelassenen Gräben mit Ufern zu versehen sind, die je nach der Beschaffenheit der angrenzenden Erdart abgeböscht werden müssen. Der Querschnitt hat daher entweder die Form eines Rechteckes oder die eines Trapezes.

Gewöhnlich giebt man den in Mörtelmauer oder Beton hergestellten Wänden gar keine oder nur eine sehr geringe Böschung, denen in Trockenmauerwerk, welches häufig mit einem wasserun-

durchlässigen Körper hinterfüllt werden muss, aber die Böschung $^1/_2$. Die Holzwände führt man gern mit der Neigung $^1/_{10}$ aus. Die in dichte Erde eingegrabenen Kanäle erhalten die Böschung 1 und die aus Sand und lockerem Erdboden ausgeworfenen Gräben müssen mit der Böschung 2 angelegt werden.

Den Querschnitt eines Grabens in nicht wasserdichtem Boden stellt Abb. 523 dar. Die Seiten und die Sohle sind hier mit einer 30 bis 60 cm dicken Lehmschicht ausgerammelt und die Seiten außerdem durch eine 50 bis 60 cm starke Mauer geschützt. Ist der Kanal an einem Gehänge hinzuführen, wie Abb. 524 zeigt, so wird er zum Teil in

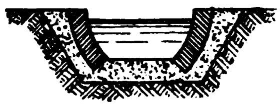


Abb. 523.

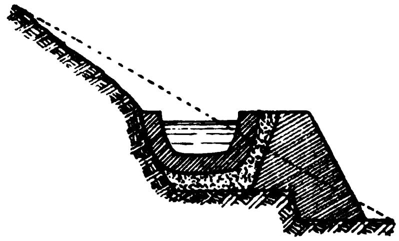


Abb. 524.

dasselbe eingeschnitten. Die hierbei gewonnenen Massen werden zur Bildung eines Dammes auf der Tagesseite benutzt. Die Sohle und die thalseitige Wand werden durch Lehmrammlung gedichtet und beide Seiten, sowie die Sohle durch Mauerung befestigt. Hie und da kommen an stark geneigten Gehängen an Stelle des Dammes an der Tageseite auch freistehende Mauern zur Anwendung (Abb. 525). Die im festem Gesteine stehenden Kanäle erhalten nur bei geringer Tiefe des Einschnittes senkrecht stehende Wände; besser ist es, auch ihnen eine Böschung von $^1/_8$ bis $^1/_4$ zu geben, weil

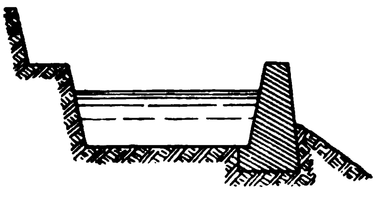


Abb. 525.

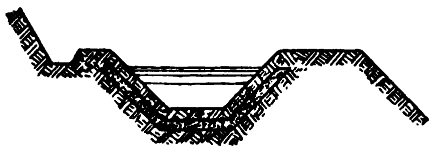


Abb. 526.

selbst sehr festes Gestein der Verwitterung ausgesetzt ist, so dass die Wände nach und nach einstürzen können. Bei den in die Erde gegrabenen Kanälen verwendet man die ausgeworfene Erde zweckmäßigerweise zur Aufschüttung eines Dammes (Abb. 526) an einer oder an beiden Seiten, der zur Herstellung eines Weges und zur Anbringung von Schneeschutzvorrichtungen benutzt werden

kann. Besonders bei diesen Gräben macht sich oft eine Dichtung der Sohle und der Ufer nötig, wozu man dann Thonschlag oder Lehmrammlung verwendet, deren Ober- und Innenseite etwa 25 cm von der eigentlichen Sohle und Böschungsfläche angebracht wird. Häufig werden undichte Stellen in derartigen Gräben auch vollständig ausgepflastert. Die Anlage eines kleinen Parallelgrabens, der die Grabenufer vor dem Überströmen durch das Gehängewasser schützen soll, ist in manchen Fällen angezeigt. Eine Berasung oder Besäung der Böschungen ist sehr zu empfehlen, da sie zur Erhaltung derselben beiträgt. Höhere Erddämme, auf welchen Kanäle fortgeführt werden, versieht man häufig auf beiden Seiten mit Stützmauern (Abb. 527).

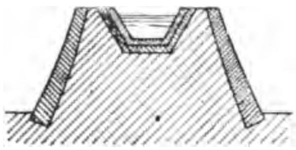


Abb. 527.

Unterirdische Kanäle und Röschen stehen entweder im vollen Gestein oder sind ausgemauert. Die Herstellung derselben dürfte aus der Bergbaukunde genügend bekannt sein. Sehr häufig macht sich eine Zementauskleidung derselben in dem vom Wasser berührten Teile nötig.

Die Gerinne kommen fast nur für kleinere Wassermengen in Betracht. In holzreichen Gegenden und in Bergwerksrevieren findet man oft hölzerne Gerinne, sogenannte Spundstücke Abb. 528. Die Borde oder Seitenwände derselben und der Boden bestehen aus aneinander gelegten und irgendwie miteinander verbundenen Pfosten, deren Lagerfugen durch eingestopftes Moos, durch Werg oder einen passenden Kitt gedichtet und deren Stoßfugen durch aufgenagelte Leisten verdeckt werden. Der Boden ruht auf Tragleisten und das ganze Spundstück wird durch Geviere oder Zwingen aus Holz, die in Entfernungen von etwa 4 Metern von einander angebracht sind, zusammengehalten. Spundstückähnliche Gerinne werden hie und da auch aus Gusseisenplatten zusammengesetzt (Abb. 529); meist macht man die eisernen Gerinne aber aus Blech und giebt ihnen einen Querschnitt, der sich mehr oder weniger der Halbkreisform nähert (Abb. 530).

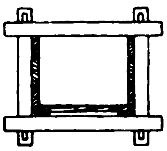


Abb. 528.

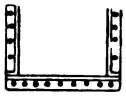


Abb. 529.

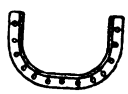


Abb. 530.

Die Wassermenge Q, welche durch einen offenen Kanal fortgeleitet werden kann, findet man, wenn man den wasserführenden

Querschnitt F desselben mit der mittleren Geschwindigkeit v des Wassers multipliziert; es ist also:

$$Q = F \cdot v.$$

Die Geschwindigkeit des in einem Kanale fließenden Wassers soll nicht zu klein sein, weil sonst der Kanal einen übermäßig großen Querschnitt erhalten muss und leicht verschlämmt. Sie darf aber auch nicht zu groß angenommen werden, weil sonst die Kanalsohle durch die Angriffe des Wassers zu sehr leidet. Die mittlere Geschwindigkeit sollte daher

bei schlammigem Boden	0,08 m/Sek.
„ thonigem „	0,15 „
„ sandigem „	0,30 „
„ kiesigem „	0,60 „
„ grobsandigem „	1,20 „
„ einem Boden von Konglomerat oder Schiefergestein	1,50 „
„ „ „ „ geschichtetem Gesteine	1,80 „
„ „ „ „ hartem und ungeschichtetem Gesteine	3,00 „

nicht überschreiten. Zu bemerken ist hier jedoch, dass die mittlere Geschwindigkeit des Wassers in einem Kanale, in dem sich keine Sinkstoffe absetzen sollen, mindestens 0,25 m/Sek., wenn das Wasser leichten Schlamm und mindestens 0,50 m/Sek., wenn dasselbe Sand mit sich führt, betragen muss.

Die mittlere Geschwindigkeit ist von dem Gefälle, d. i. von dem Unterschiede in der Höhenlage der Sohle am Anfange und am Ende des Kanals, abhängig. Soll das Wasser schnell fließen, so braucht man ein grosses Gefälle, darf es sich dagegen langsam bewegen, so kommt man mit einem geringeren Gefälle aus. Ersternfalls wird der Kanalquerschnitt klein und der Kanal selbst billig, man verliert aber an Gefälle, welches den Kraftmaschinen entzogen wird. Im zweiten Falle dagegen wird der Kanal zwar weiter und teurer, der zu ersparende Gefällsverlust aber erhöht den Wert der Wasserkraft. Die richtige Wahl des Gefälles hat daher große Bedeutung und erfordert, weil sie nicht leicht ist, in jedem Falle die sorgfältigsten Erwägungen. Das Gefälle der Aufschlaggräben im Freiberger Bergrevier beträgt $^1/_4$ bis $^1/_2$ $^0/_{00}$, das der Abzugsgräben 1 bis 2 $^0/_{00}$. Bei Kanälen, die zur Ausnutzung größerer Wassermengen angelegt werden, sollte man mit dem Sohlengefälle im Obergraben nicht unter $^1/_2$ $^0/_{00}$, im Untergraben nicht unter 2 $^0/_{00}$ gehen.

Das Gefälle h ist proportional der Reibfläche des Kanals, nahezu proportional dem Quadrate der Wassergeschwindigkeit und umgekehrt proportional der Querschnittsfläche des Wasserkörpers. Die Reibfläche ist gleich dem Produkte aus dem vom Wasser berührten Umfange p des Querschnittes und der Länge l des Kanals. Man kann also setzen:

$$h = k \cdot \frac{lp}{F} \cdot \frac{v^2}{2g},$$

wovon $\frac{v^2}{2g}$ die Höhe ist, von welcher das Wasser frei herabfallen müsste, wenn es die Geschwindigkeit v erreichen soll, k aber einen Koeffizienten bedeutet, durch den die nach der Formel zu berechnenden Werte mit den in Wirklichkeit gemachten Beobachtungen in Einklang gebracht werden können. Aus der Gleichung ergiebt sich:

$$v = \sqrt{\frac{h \cdot F \cdot 2g}{k \cdot l \cdot p}} = c\sqrt{\frac{h}{l} \cdot \frac{F}{p}},$$

wenn $c = \sqrt{\frac{2g}{k}}$ gesetzt wird. $\frac{h}{l}$ ist das relative Gefälle, der Abhang oder die Rösche des Kanals und wird meist mit J bezeichnet. Den Bruch $\frac{F}{p}$ nennt man den mittleren Profilradius oder die mittlere hydraulische Tiefe und bezeichnet ihn mit R. Führt man dies in die letzte Gleichung ein, so hat man die mittlere Geschwindigkeit:

$$v = c\sqrt{JR}.$$

Für diese von Chézy aufgestellte Geschwindigkeitsformel bestimmte Eytelwein auf Grund älterer Versuche den Koeffizienten

$$c = 50{,}9.$$

Neuere Beobachtungen haben aber ergeben, dass c nicht konstant ist, denn es ist abhängig von der Geschwindigkeit, von dem Rauhigkeitsgrade der Kanalwände, von dem Gefälle und von verschiedenem Andern. Deshalb haben zahlreiche Hydrauliker sich bemüht, genauere Werte für c zu ermitteln. Als die zuverlässigsten dieser Werte werden die von Bazin und besonders die von Ganguillet und Kutter herrührenden angesehen. Nach Bazin ist zu setzen:

$$c = \sqrt{\frac{1}{\alpha + \frac{\beta}{R}}},$$

worin:

für gehobeltes Holz oder Zement	$\alpha = 0{,}00015$	und	$\beta = 0{,}0000045$
„ Quader und nicht gehobeltes Holz	$\alpha = 0{,}00019$	„	$\beta = 0{,}0000133$
„ Mauerwerk aus Bruchsteinen	$\alpha = 0{,}00024$	„	$\beta = 0{,}00006$
„ Erde	$\alpha = 0{,}00028$	„	$\beta = 0{,}00035$
„ Gerölle (nach Kutter)	$\alpha = 0{,}00040$	„	$\beta = 0{,}00070$

zu rechnen ist. Für Stölln und Röschen, deren Wandungen die rauhe Bruchfläche des Gesteines zeigen, kann man $\alpha = 0{,}00032$ und $\beta = 0{,}00047$ annehmen.

Neuerdings ist die Formel von Bazin umgestaltet worden und zwar soll sein (Centralbl. d. Bauverw. 1898):

$$c = \frac{87}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt{R}}}$$

Die Rauhigkeitsziffer γ ist zu setzen

für sehr glatte Wände aus Zement oder gehobeltem Holze	$\gamma = 0{,}06$
„ Wände aus unbehobeltem Holz, Ziegeln, Quadern	$\gamma = 0{,}16$
„ Wände aus Bruchsteinen	$\gamma = 0{,}46$
„ sehr regelmäßige Erdwände	$\gamma = 0{,}85$
„ gewöhnliche Erdwände	$\gamma = 1{,}30$
„ rauhe Wände	$\gamma = 1{,}75$

Nach Ganguillet und Kutter ist

$$c = \frac{23 + \frac{1}{n} + \frac{0{,}00155}{J}}{1 + \left(23 + \frac{0{,}00155}{J}\right)\frac{n}{\sqrt{R}}}$$

wobei die Rauhigkeitsziffer n im Mittel wie folgt angenommen werden kann:

für gehobeltes Holz und glatten Zement	$n = 0{,}010$	und	$\frac{1}{n} = 100$
„ nicht behobelte Bretter	$n = 0{,}012$	„	$\frac{1}{n} = 83$
„ Quader- u. ausgefugtes Ziegelmauerwerk	$n = 0{,}013$	„	$\frac{1}{n} = 77$
„ Bruchsteine	$n = 0{,}017$	„	$\frac{1}{n} = 59$
„ Erde; ferner für Bäche und Flüsse	$n = 0{,}025$	„	$\frac{1}{n} = 40$

Für Stölln und Röschen mit natürlicher Bruchoberfläche des Gesteines kann man $n = 0{,}024$ und $\frac{1}{n} = 42$ setzen.

Soll ein neuer Kanal angelegt werden, so ist gewöhnlich nur dessen Länge l und die Wassermenge Q bekannt, die er abtragen soll. Man kann dann, den früher gemachten Bemerkungen entsprechend, eine mittlere Geschwindigkeit v, die gewöhnlich 0,4 bis 0,8 m betragen wird, vorläufig annehmen und mit ihrer Hilfe die Größe der erforderlich werdenden Wasserquerschnittsfläche F bestimmen. Den vorteilhaftesten Querschnitt des Kanals, für welchen die Reibung ein Minimum wird und demnach ein möglichst geringer Gefällsverlust stattfindet, erhält man (Abb. 531), wenn

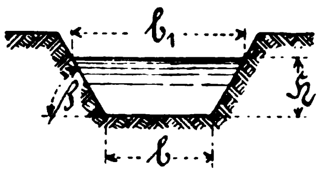


Abb. 531.

$$H = \sqrt{\frac{F \sin\beta}{2 - \cos\beta}} \text{ und } b = \frac{F}{H} - H \operatorname{ctg}\beta$$

ist. Hierbei bedeutet H die Wassertiefe, b die Breite der Kanalsohle, β den Böschungswinkel des Ufers und F den Inhalt des Wasserquerschnittes. $\operatorname{ctg}\beta$ ist die relative Böschung, über welche die nötigen Mitteilungen bereits gemacht wurden. Die obere Breite des Kanales im Wasserspiegel wird

$$b_1 = b + 2 H \operatorname{ctg}\beta$$

und der benetzte Umfang

$$p = b + \frac{2H}{\sin}.$$

Mit Hilfe des Ausdruckes

$$h = \frac{1}{c^2} \cdot \frac{v^2 l}{R} \text{ oder } J = \frac{1}{c^2} \cdot \frac{v^2}{R}$$

kann man dann das Gefälle, welches der neue Kanal erhalten muss bestimmen. Für näherungsweise Rechnungen und Schätzungen bedient man sich dabei des Koeffizienten von Eytelwein, für genauere Untersuchungen aber der von Bazin oder der von Ganguillet und Kutter.

Die durch einen Kanal fließende Wassermenge Q, welche sich nach der Formel $Q = Fv$, wie im Vorstehenden gezeigt wurde, berechnen lässt, kann man auch durch Messung bestimmen. Man wendet hierzu verschiedene Methoden an, indem man nämlich entweder nur die Geschwindigkeit des Wassers oder die Wassermenge selbst misst. Ersteres geschieht mit sogenannten Hydrometern, letzteres mit Hilfe von geaichten Gefäßen oder von Ausflussöffnungen bestimmter Art. Bei der Wassermessung durch Hydrometer hat man einen oder mehrere Querschnitte des zu untersuchenden Wasser-

laufes genau zu vermessen und die mittlere Geschwindigkeit in denselben zu bestimmen. Die einfachsten Hydrometer sind die Schwimmer, deren Benutzung mit keiner Schwierigkeit verbunden ist. An einer möglichst geradlinigen Stelle des Kanales werden zwei, womöglich nicht weniger als 20 m voneinander entfernte Querschnitte angenommen, gehörig eingemessen und durch Schnuren, Pfähle oder dergl. festgelegt. Der Schwimmer, z. B. eine teilweise mit Sand oder Wasser angefüllte Weinflasche, die angenähert lotrecht schwimmt, wird nun einige Meter oberhalb der ersten Schnur in den Stromstrich des Wasserlaufes, in welchem die Geschwindigkeit am größten ist, geworfen. Sodann wird die Zeit t ermittelt, welche der Schwimmer gebraucht, um die abgemessene Strecke s zu durchschwimmen. Die Geschwindigkeit des Schwimmers und des Wassers ist dann

$$v = \frac{s}{t}.$$

Um v möglichst genau zu bekommen, ist der Versuch mehrmals zu wiederholen und der sich ergebende Mittelwert von v anzunehmen. Die so gefundene Geschwindigkeit ist aber größer als die mittlere Geschwindigkeit im Wasserquerschnitte, welche zur Berechnung der Durchflussmenge benutzt werden kann. Diese mittlere Geschwindigkeit beträgt etwa 0,837 von der Geschwindigkeit im Stromstriche und hängt von der Beschaffenheit der Kanalwände, sowie von den Abmessungen des Wasserquerschnittes, also vom mittleren Profilradius $R = \frac{F}{s}$ ab. In der Tabelle auf der folgenden Seite, welche einer Druckschrift über den Turbinenbau von Briegleb, Hansen und Co. in Gotha mit Erlaubnis dieser Firma entnommen wurde, sind für verschiedene Kanalwände und für verschiedene Werte von R Verhältniszahlen angegeben, mit deren Hilfe man die Wassermenge bestimmen kann. Mutlipliziert man diese Verhältniszahlen mit dem Flächeninhalte des Wasserquerschnittes in qm und mit der durch den Schwimmer ermittelten Geschwindigkeit in m/Sek., so erhält man die Wassermengen in Litern, welche innerhalb einer Sekunde durch einen bestimmten Messquerschnitt geflossen sind. Eine große Genauigkeit der Wassermessungen ist mit dem Schwimmer übrigens nicht zu erreichen.

Ein anderes Hydrometer ist die Pitotsche Röhre, welche aus einem rechtwinklig umgebogenen, offnen Rohre besteht, dessen kürzerer Schenkel mit der Mündung der Stömung entgegengerichtet

R	Glatter Cement oder gehobeltes Holz	Rauher Cement oder behauene Steine oder Ziegelmauerwerk oder unbehobelte Bretter	Mauerwerk aus Bruchsteinen	Erde
0,1	879	839	747	564
0,2	886	858	792	644
0,3	890	865	812	686
0,4	891	868	822	711
0,5	893	871	830	730
0,6	894	873	835	745
0,7	894	874	838	755
0,8	894	874	841	763
0,9	895	875	843	771
1,0	895	876	845	777
1,2	895	876	847	787
1,4	895	877	850	794

wagrecht in das Wasser gehalten wird. Hierbei steigt das Wasser im senkrechten Schenkel um eine gewisse Höhe h über den Wasserspiegel. Es ist nun:

$$v = m\sqrt{2gh},$$

wobei m eine Konstante ist, die durch besondere Versuche ermittelt werden muss. Diese Röhre ist neuerdings von Frank verbessert worden (Dinglers potyl. Journ. Bd. 304. 1897) und gestattet jetzt, die in einem Lote des Wasserquerschnittes vorhandene mittlere Geschwindigkeit durcn eine einzige Messung zu bestimmen. Bei geringen Geschwindigkeiten arbeitet man mit diesen Röhren aber nicht genau genug, weil die sich ergebenden Steighöhen im lotrechten Schenkel zu klein sind um scharfe Ablesungen zu gestatten.

Die besten und zuverlässigsten Instrumente zur Bestimmung der Wassergeschwindigkeit sind die hydrometrischen Flügel, die man nach ihrem ersten Benutzer auch Woltmannsche Flügel nennt. Ein solcher Flügel besteht aus einem, auf einer mit Zählwerk versehenen Achse sitzenden Flügelrade, welches gewöhnlich zwei bis vier geradflächige schräggestellte oder schraubenförmig gekrümmte Flügel hat, die durch das fließende Wasser in Umdrehung gesetzt werden. Aus der Zahl der innerhalb einer gewissen Zeit

sich ergebenden Flügelumdrehungen kann man auf die Geschwindigkeit des Wassers schließen. Man nimmt hierzu meist eine Formel:

$$v = a + bn + cn^2 + \dots$$

an, in welcher v die gesuchte Geschwindigkeit des Wassers und n die Anzahl der Flügelumdrehungen in der Minute ist, a, b und c aber durch Versuche zu bestimmen sind. Die Benutzung des Flügels geschieht in folgender Weise. Den Querschnitt F, für welchen die mittlere Geschwindigkeit gesucht wird, teilt man in mehrere kleinere Flächen f (Abb. 532), denen man gern rechteckige oder quadratische Gestalt giebt. In die Mitten dieser Flächen hält man den Flügel ein und beobachtet die Umdrehungen desselben während einer gewissen Zeit. Die gesuchte Wassermenge ist dann:

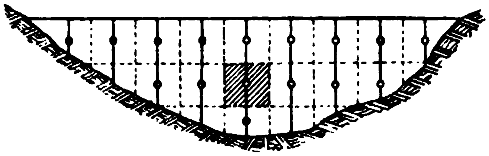


Abb. 532.

$$Q = \Sigma(fv)$$

und die mittlere Geschwindigkeit

$$v = \frac{Q}{F} = \frac{\Sigma(fv)}{\Sigma(f)}.$$

Die Einteilung der Messquerschnitte in kleinere Felder hängt nicht nur von den Querschnittsverhältnissen ab, sondern auch von der Regelmäßigkeit der Wasserbewegung. Je ungleicher diese ist, in destomehr Punkten müssen die Flügel eingehalten werden. Es ist nötig, jede Messung wenigstens zweimal auszuführen und zweckmäßig, gleichzeitig mit zwei oder mehr Flügeln zu arbeiten. Wichtig ist es ferner, die Höhe des Wasserspiegels, der stets schwankt, während der Messungen fortgesetzt zu beobachten und der endgiltigen Berechnung der Wassermenge einen mittleren Wasserstand zu Grunde zu legen.

Die Messung durch geaichte Gefäße kommt nur für kleinere Wassermengen in Betracht; sie ist so einfach, dass hier nicht näher darauf eingegangen zu werden braucht.

Bei der Wassermessung mit Ausflussöffnungen bedient man sich verschieden gestalteter Mündungen und Überfälle. Die Poncelet-schen Mündungen sind rechteckige Öffnungen von 20 cm Breite und von 1 bis 20 cm Höhe in dünner Wand. Sie sind mit scharfen

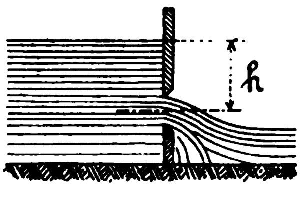


Abb. 533.

Kanten umgeben (Abb. 533 und können da angewendet werden, wo eine starke Anstauung des Wassers ausführbar ist, da letzteres aber in Kanälen selten möglich sein wird, so braucht hier nicht näher darauf eingegangen zu werden Die durch eine solche Mündung fließende Wassermenge beträgt

$$Q = \mu ab \sqrt{2gh}$$

worin μ ein auf dem Wege des Versuches zu ermittelnder Koeffizient ist, der zwischen 0,585 und 0,701 liegt; a ist die Mündungshöhe und b die Mündungsbreite. Ist die Mündung ebenso breit wie der ganze Kanal, so hat man es mit sogenannten Weisbachschen Mündungen zu thun. Nach Weisbach ist dann, wenn kein Rückstau vorhanden ist (Abb. 534):

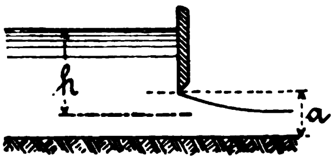


Abb. 534.

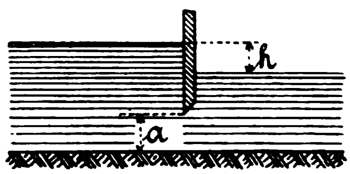


Abb. 535.

$$Q = 0{,}596\, ab \sqrt{2gh}.$$

Bei Ausfluss mit Rückstau (Abb. 535) kann man setzen:

$$Q = 0{,}462\, ab \sqrt{2gh}.$$

Hierbei wurde vorausgesetzt, dass das Wasser nur mit einer geringen Geschwindigkeit ankommt. Bei größeren Geschwindigkeiten

v	$\frac{v^2}{2g}$	v	$\frac{v^2}{2g}$	v	$\frac{v^2}{2g}$	v	$\frac{v^2}{2g}$	v	$\frac{v^2}{2g}$
0,1	0,001	1,1	0,062	2,1	0,225	3,1	0,490	4,1	0,857
0,2	0,002	1,2	0,073	2,2	0,247	3,2	0,522	4,2	0,899
0,3	0,005	1,3	0,086	2,3	0,270	3,3	0,555	4,3	0,943
0,4	0,008	1,4	0,100	2,4	0,294	3,4	0,589	4,4	0,987
0,5	0,013	1,5	0,115	2,5	0,319	3,5	0,625	4,5	1,032
0,6	0,018	1,6	0,130	2,6	0,345	3,6	0,661	4,6	1,079
0,7	0,025	1,7	0,147	2,7	0,372	3,7	0,698	4,7	1,126
0,8	0,033	1,8	0,165	2,8	0,400	3,8	0,736	4,8	1,175
0,9	0,041	1,9	0,184	2,9	0,429	3,9	0,775	4,9	1,224
1,0	0,051	2,0	0,204	3,0	0,459	4,0	0,816	5,0	1,275

hat man in die Formeln statt $\sqrt{2gh}$ den Wert $\sqrt{2g(h+k)}$ einzusetzen, worin $k = \frac{v^2}{2g}$ ist, wenn v die Geschwindigkeit des ankommenden Wassers bedeutet (Vergl. vorst. Tabelle).

Ferner sind in beiden Fällen scharfe Kanten angenommen. Die Formeln darf man erst dann anwenden, wenn der Gleichgewichtszustand eingetreten ist, d. h. wenn im Oberwasserspiegel keine Schwankungen mehr zu bemerken sind. Die Werte von $\sqrt{2gh}$ kann man aus der folgenden Tabelle entnehmen.

h	$\sqrt{2gh}$	h	$\sqrt{2gh}$	h	$\sqrt{2gh}$	h	$\sqrt{2gh}$	h	$\sqrt{2gh}$
0,01	0,443	0,21	2,030	0,41	2,836	0,61	3,459	0,81	3,986
0,02	0,626	0,22	2,078	0,42	2,870	0,62	3,488	0,82	4,011
0,03	0,767	0,23	2,124	0,43	2,904	0,63	3,516	0,83	4,035
0,04	0,886	0,24	2,170	0,44	2,938	0,64	3,543	0,84	4,059
0,05	0,990	0,25	2,215	0,45	2,971	0,65	3,571	0,85	4,083
0,06	1,085	0,26	2,259	0,46	3,004	0,66	3,598	0,86	4,107
0,07	1,172	0,27	2,301	0,47	3,037	0,67	3,625	0,87	4,131
0,08	1,253	0.28	2,344	0,48	3,069	0,68	3,652	0,88	4,155
0,09	1,329	0,29	2,385	0,49	3,101	0,69	3,679	0.89	4,178
0,10	1,401	0,30	2,426	0,50	3,132	0,70	3,706	0,90	4,202
0,11	1,468	0,31	2,466	0,51	3,163	0,71	3,732	0,91	4,225
0,12	1,534	0,32	2,506	0,52	3,194	0,72	3,758	0,92	4,248
0,13	1,597	0,33	2,544	0,53	3,224	0,73	3,784	0,93	4,271
0,14	1,657	0,34	2,582	0,54	3,254	0,74	3.810	0,94	4,294
0,15	1,715	0,35	2,620	0,55	3,284	0,75	3,836	0,95	4,317
0,16	1,772	0,36	2,658	0,56	3,314	0,76	3,861	0,96	4,340
0,17	1,826	0,37	2,694	0,57	3,344	0,77	3,886	0,97	4,362
0,18	1,879	0,38	2,730	0,58	3,373	0,78	3,911	0,98	4,384
0,19	1,931	0,39	2,766	0,59	3,402	0,79	3,936	0,99	4,407
0,20	1,981	0,40	2,801	0,60	3,431	0,80	3,961	1,00	4,429

Bei der Wassermessung mittels einer Spannschütze, also einer Weisbachschen Mündung der ersteren Art, kann man sich der folgenden Hansenschen Tabelle, die der bereits erwähnten Druckschrift entlehnt wurde, bedienen (Abb. 536).

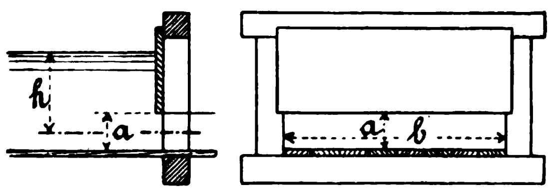


Abb. 536.

Wassermengen Q in Sekundenlitern für die Druckhöhen h und für 1 qm Ausflussquerschnitt.

Druckhöhe h mm	Wassermenge Q	Druckhöhe h mm	Wassermenge Q	Druckhöhe h mm	Wassermenge Q	Druckhöhe h mm	Wassermenge Q	Druckhöhe h mm	Wassermenge Q
220	1398	380	1838	775	2624	1200	3266	1625	3801
225	1415	390	1863	800	2666	1225	3300	1650	3829
230	1429	400	1886	825	2708	1250	3333	1675	3859
240	1461	425	1944	850	2749	1275	3367	1700	3887
250	1491	450	2000	875	2789	1300	3400	1725	3916
260	1521	475	2055	900	2828	1325	3432	1750	3944
270	1549	500	2108	925	2867	1350	3464	1775	3973
280	1578	525	2160	950	2906	1375	3497	1800	4000
290	1605	550	2211	975	2944	1400	3528	1825	4028
300	1633	575	2261	1000	2981	1425	3559	1850	4056
310	1661	600	2309	1025	3018	1450	3590	1875	4083
320	1687	625	2357	1050	3055	1475	3621	1900	4110
330	1713	650	2404	1075	3092	1500	3652	1925	4137
340	1738	675	2450	1100	3127	1525	3682	1950	4164
350	1764	700	2495	1125	3163	1550	3712	1975	4190
360	1789	725	2539	1150	3198	1575	3741	2000	4217
370	1814	750	2583	1175	3232	1600	3771		

Die Schütze wird so gestellt, dass der Wasserspiegel zur Ruhe kommt. Sinkt er während einer längeren Zeit ($^1/_4$ bis $^1/_2$ Stunde), so muss die Schütze gesenkt werden, steigt er, so hat man die Schützenöffnung zu vergrößern. Die Strahldicke a muss in der Mitte der Öffnung gemessen werden; da dies unbequem ist, so kann man sich die Lage der Oberkante des Schützenbrettes bei geschlossener sowohl als bei geöffneter Schütze an den beiden seitlichen Führungshölzern anzeichnen. Die halbe Summe der Abstände zwischen diesen Marken an beiden Seiten giebt die Strahldicke oder den Schützenzug. Die vorstehende Tabelle liefert unter folgenden Bedingungen brauchbare Ergebnisse:

Die Strahldicke a darf nicht kleiner als 50 mm, das Verhältnis $\frac{a}{h}$ nicht größer als $\frac{1}{3}$, $h - \frac{a}{2}$ nicht kleiner als 200 mm und das Verhältnis des Mündungsquerschnittes zum Wasserquerschnitte vor der Schütze nicht größer als $^1/_4$ sein. Die Breite b der Schützenöffnung muss kleiner als die Breite b_1 des Zuflusskanals sein und wenn $b = b_1$ ist, so sind die Tabellenwerte mit 1,09 zu multiplizieren.

Endlich darf sich am Boden des Gerinnes kein Vorsprung befinden.

Zur Vornahme von Wassermessungen in regelmäßig gebauten Kanälen eignen sich die sogenannten Überfälle sehr gut. Man unterscheidet vollkommene und unvollkommene Überfälle. Bei den ersteren liegt der Unterwasserspiegel unter der Überfallsoberkante, bei den letzteren über derselben; bei diesen findet daher Ausfluss bei Rückstau, bei jenen dagegen freier Ausfluss statt. Durch einen Einsatz, der rechtwinklig zur Längsachse des Kanales, lotrecht und wasserdicht in diesen eingebaut ist, wird der Oberwasserspiegel gehoben und das Wasser angestaut, so dass seine Geschwindigkeit oberhalb dieses Einsatzes etwas vermindert wird. Der Einsatz selbst wird gewöhnlich aus Holz, hie und da aber auch aus Eisen angefertigt. Er wird oben mit einer ungefähr 5 mm breiten wagrechten Fläche versehen und in der Abflussrichtung unter einem Winkel von etwa 45° abgeschrägt (Abb. 537). Empfehlenswert ist es, auch bei hölzernen Einsätzen die Überfallkante durch eine Metallschiene zu sichern.

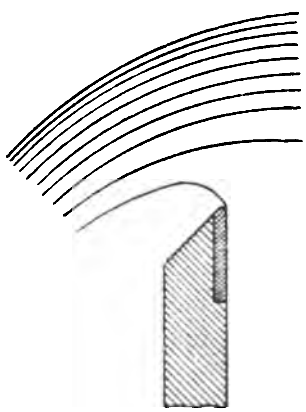


Abb. 537.

Durch einen vollkommenen Überfall fließt nach Dubuat eine Wassermenge

$$Q = \mu b h \sqrt{2gh}$$

ab. Hierin ist b die Breite der Überfallöffnung, und h die Druckhöhe, die an einer Stelle in wenigstens 1 m Entfernung vom Einsatze gemessen werden muss, an der noch keine Senkung des Wasserspiegels stattgefunden hat. μ ist ein Koeffizient, der von soviel Umständen und Zufälligkeiten abhängt, dass er nur auf dem Wege des Versuches erhalten, nicht aber mathematisch festgestellt werden kann; er müsste sonach strenggenommen für jeden einzelnen Fall besonders ermittelt werden. Hiervon kommt es auch, dass man die von zahlreichen Beobachtern gefundenen Koeffizienten vorsichtig anwenden muss, denn sie gelten eigentlich nur für Überfälle, die denen, welche zur Bestimmung der Koeffizienten benutzt wurden, gleich sind. Vollkommene Überfälle gelangen mit oder ohne Seitenkontraktion oder Seiteneinschnürung des Wassers zur Aus-

führung. Bei ersteren ist die Breite des Überfalles kleiner als die des Zuflusskanales, bei letzteren ist sie gleich derselben. Die Ausflusskoeffizienten sämtlicher Überfälle sind von der Druckhöhe h und von der Einsatzhöhe s abhängig, die Koeffizienten für Überfälle mit Seiteneinschnürung aber außerdem in besonders hohem Maße von dem Verhältnisse der Überfallbreite zur Breite des Zuflusskanals. Bei Überfällen ohne Seiteneinschnürung dagegen ist die Breite des Überfalles von wesentlich geringerem Einflusse. Hieraus folgt nach Hansen (Zeitschr. d. V. Deutsch. Ing. XXXVI. 1892), dass die Überfälle ohne Seiteneinschnürung zur Wassermessung viel geeigneter sind, als die mit Seitenkontraktion und dass die Bestimmung der Koeffizienten nur dann Wert hat, wenn man sie auf eine sehr große Anzahl verschiedener Überfall- und Zuflussbreiten ausdehnt.

Die ersten zur Wassermessung benutzten Überfälle waren solche mit Seitenkontraktion, für welche Poncelet die Koeffizienten bestimmte. Da die Überfallbreite nur 20 cm betrug, so konnten diese Koeffizienten in der Praxis nur in beschränktem Maße angewendet werden und es bemühten sich verschiedene Andere, die Ausflusskoeffizienten auch für breitere Überfälle zu ermitteln. Durch Vergleich und Berechnung zahlreicher bekannt gewordener, zuverlässiger Versuchsergebnisse fand Braschmann, dass man bei scharfkantigen, vollkommenen Überfällen mit Seiteneinschnürung setzen kann

$$\mu = 0{,}3838 + 0{,}0386\,\frac{b}{b_1} + \frac{0{,}00053}{h},$$

worin b_1 die Breite des Zuflusskanales ist. Für Überfälle ohne Seitenkontraktion wird $b = b_1$ und die Formel geht über in

$$\mu = 0{,}4224 + \frac{0{,}00053}{h},$$

wobei h wie vorher in Metern einzusetzen ist. Hansen (a. a. O.) giebt auf Grund zahlreicher, an einem über 1 m breiten vollkommenen Überfalle ohne Seiteneinschnürung durchgeführter Messungen folgende Formel, die für Druckhöhen h von 80 bis 360 mm gilt

$$\mu = \frac{0{,}41137}{1 - 0{,}35815\sqrt{h^3}}$$

Der schon mehrfach erwähnten Druckschrift von Briegleb, Hansen & Co. ist folgende Tabelle entnommen worden.

Wassermengen Q in Sekundenlitern für die Druckhöhen h
bei 1 m Überfallbreite

Druckhöhe h mm	Wassermenge Q	Druckhöhe h mm	Wassermenge Q	Druckhöhe h mm	Wassermenge Q	Druckhöhe h mm	Wassermenge Q	Druckhöhe h mm	Wassermenge Q
50	20,3	82	43,1	135	92,0	215	188	295	310
52	21,5	84	44,7	140	97,3	220	195	300	318
54	22,8	86	46,4	145	103	225	202	310	335
56	24,1	88	48,0	150	108	230	209	320	353
58	25,4	90	49,7	155	114	235	216	330	371
60	26,8	92	51,4	160	119	240	224	340	389
62	28,2	94	53,1	165	125	245	231	350	408
64	29,6	96	54,8	170	131	250	238	360	427
66	31,0	98	56,5	175	137	255	246	370	446
68	32,4	100	58,3	180	143	260	254	380	466
70	33,9	105	62,8	185	149	265	261	390	486
72	35,4	110	67,4	190	156	270	269	400	507
74	36,9	115	72,1	195	162	275	277		
76	38,4	120	76,9	200	168	280	285		
78	40,0	125	81,8	205	175	285	293		
80	41.6	130	86,9	210	182	290	301		

Diese Tabelle giebt genaue Resultate, wenn die Überfallkante 514 mm über dem Gerinnboden und der Unterwasserspiegel wenigstens 150 mm unter der Überfallkante liegt und wenn in einer der Gerinnseitenwände ein Loch a angebracht ist, das je nach der Breite des Überfalles 50 bis 80 mm Durchmesser erhält (Abb. 538). Dies Loch hat den Zweck, den Raum unter dem überfallenden Strahle mit der äußeren Luft in Verbindung zu setzen, damit der Strahl stets vom Einsatzbrette getrennt bleibt. Ist letzteres nicht der Fall, sondern haftet das überfallende Wasser am Einsatze, so fließt mehr Wasser ab und die Angaben der Tabelle treffen nicht mehr zu. Ubrigens kann man diese Tabelle auch zur angenäherten Bestimmung der Wassermengen für andere vollkommene Überfälle, welche über die ganze Breite des Kanales gehen, benutzen.

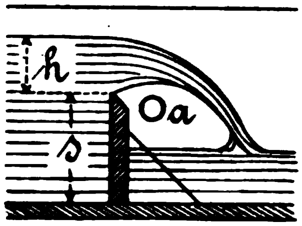


Abb. 538.

Die Überfälle ohne Seitenkontraktion setzen einen regelmäßig gebauten Kanal voraus. Ist ein solcher nicht vorhanden, so kann man in manchen Fällen das Wasser durch einen Überfall mit Seiten-

einschnürung messen. Man baut in den Wasserlauf, Graben oder Bach, dessen Wassermenge zu messen ist, eine sorgfältig wasserdicht hergestellte Querwand ein (Abb 539). In der Mitte dieser Wand

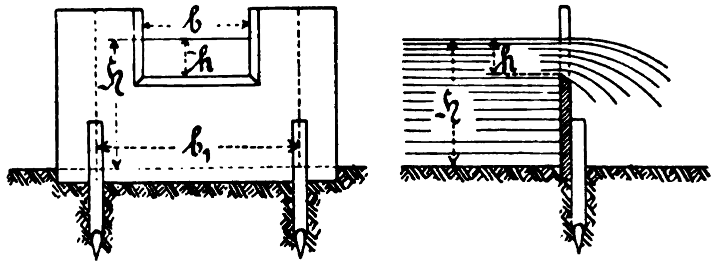


Abb. 539.

bringt man einen mit zugeschärften Kanten versehenen Einschnitt von ungefähr der halben Grabenbreite an. Die untere Kante des Ausschnittes muss so hoch liegen, dass der Unterwasserspiegel noch etwa 150 mm unter derselben bleibt. Die folgende Hansensche Tabelle giebt dann:

Die Wassermengen Q für die Druckhöhen h bei 1 m Überfallbreite.

Druckhöhe h mm	Wassermenge Q Sek.-Liter	Druckhöhe h mm	Wassermenge Q Sek.-Liter	Druckhöhe h mm	Wassermenge Q Sek.-Liter	Druckhöhe h mm	Wassermenge Q Sek.-Liter	Druckhöhe h mm	Wassermenge Q Sek.-Liter
10	2,01	46	19,0	82	44,1	145	102	270	253
12	2,63	48	20,2	84	45,6	150	107	280	268
14	3,30	50	21,4	86	47,3	155	112	290	281
16	4,03	52	22,7	88	46,8	160	118	300	296
18	4,78	54	23,9	90	50,5	165	123	310	311
20	5,59	56	25,2	92	52.2	170	129	320	326
22	6,43	58	26,6	94	53,9	175	134	330	341
24	7,31	60	27,9	96	55,5	180	140	340	357
26	8,21	62	29,3	98	57,2	185	145	350	373
28	9,15	64	30,7	100	59,0	190	151	360	389
30	10,1	66	32,1	105	63,3	195	157	370	405
32	11,1	68	33,5	110	67,9	200	163	380	422
34	12,2	70	35,0	115	72,4	210	175	390	439
36	13,3	72	36,5	120	77,2	220	187	400	456
38	14,3	74	37,9	125	81,8	230	200		
40	15,4	76	39,5	130	86,8	240	213		
42	16,6	78	41,0	135	91,6	250	226		
44	17,8	80	42,5	140	96,8	260	240		

Die Messung darf erst beginnen, wenn der Beharrungszustand eingetreten ist, wenn also der Oberwasserspiegel nicht mehr schwankt. Die Tabelle liefert nur richtige Ergebnisse, wenn das Verhältnis des

Wasserquerschnittes bh über der Überfallkante zum Querschnitte des zufließenden Wassers $b_1 H$ nicht größer als $^1/_3$ ist.

In der oben mitgeteilten Formel

$$Q = \mu b h \sqrt{2gh}$$

ist auf die Geschwindigkeit des am Einsatze ankommenden Wassers keine Rücksicht genommen. Sehr häufig ist aber diese Geschwindigkeit mit in Rechnung zu ziehen. Nach Eytelwein und Weisbach ist dann

$$Q = \mu b \sqrt{2g}\,[(h+k)^{3/2} - k^{3/2}]$$

worin wieder $k = \frac{v^2}{2g}$ die der Zuflussgeschwindigkeit v entsprechende Druck- oder Geschwindigkeitshöhe ist, welche der Tabelle auf Seite 338 entnommen werden kann, μ aber nach früherem anzunehmen ist.

Manchmal kommt man in die Lage, einen unvollkommenen Überfall zur Wassermessung anwenden zu müssen, wenn man dies auch möglichst zu vermeiden suchen wird. Bei solchen unvollkommenen Überfällen (Abb. 540) finden nämlich Ausflusserscheinungen statt, die sich rechnerisch überhaupt nicht verfolgen lassen. Die Unsicherheit der anzuwendenden Koeffizienten ist hier noch weit größer als bei den vollkommenen Überfällen. Man ist deshalb gezwungen, sich mit ziemlich rohen Annäherungen zu begnügen.

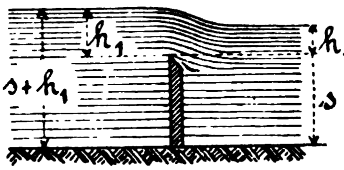


Abb. 540.

Nach Dubuat kann man den Abfluss des Wassers hier so auffassen, als erfolge er im oberen Teile wie bei einem vollkommenen Überfalle, im unteren dagegen wie bei einer Mündung unter Wasser, so dass die abfließende Wassermenge wird

$$Q = \mu b (h_1 - h_2) \sqrt{2g(h_1 - h_2)} + \mu_1 b h_2 \sqrt{2g(h_1 - h_2)}$$

Nach Eytelwein ist hierin

$$\mu = 0{,}422 \text{ und } \mu_1 = 0{,}633$$

zu setzen.

Eine einfachere Gestalt zeigt folgende von Lesbros aufgestellte Formel:

$$Q = \mu b h_1 \sqrt{2g(h_1 - h_2)}$$

für welche die Werte von μ aus folgender Tabelle zu entnehmen sind.

$\frac{h_1-h_2}{h_1}$	0,002	0,003	0,004	0,005	0.006	0.007	0,008	0,009	0,010	0,015	0,020	0,025
$\mu =$	0,295	0,363	0,430	0,496	0,556	0,597	0,605	0,600	0,596	0,580	0,570	0,557
$\frac{h_1-h_2}{h_1}$	0,030	0,035	0,040	0,045	0,050	0,06	0,08	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30
$\mu =$	0,546	0,537	0,531	0,526	0,522	0,519	0,517	0,516	0,512	0,507	0,502	0,497
$\frac{h_1-h_2}{h_1}$	0,35	0,40	0,45	0,50	0,55	0,60	0,7	0,8	0,9	1,0		
$\mu =$	0,492	0,487	0.480	0,474	0,466	0 459	0,444	0,427	0,409	0,390		

Diese Koeffizienten wurden an einem nur etwa 0,25 m breiten unvollkommenen Überfalle mit Seiteneinschnürung des überfließenden Wassers ermittelt.

Bei zwei unvollkommenen, über die ganze Breite des Kanales reichenden Überfällen, die auf Freiberger Stölln errichtet waren, ergab die Formel von Lesbros mit folgenden Ausflusskoeffizienten Wassermengen, welche mit den durch Flügelmessungen ermittelten sehr gut übereinstimmten.

$h_1 (h_1 - h_2)$	0,0008	0,0010	0,0012	0,0014	0,0016	0.0018	0,0020	0,0022	0,0024	0,0026	0,0028
μ	0,150	0,170	0,190	0,210	0,225	0,235	0,245	0,255	0,265	0,275	0,285
$h_1 (h_1 - h_2)$	0,0030	0,0032	0,0034	0,0036	0,0038	0,0040	0,005	0,006	0,007	0,008	0,009
μ	0,295	0,305	0,315	0,320	0,325	0,330	0,360	0,390	0,410	0,430	0,445
$h_1 (h_1 - h_2)$	0,010	0,012	0,014	0,016	0,018	0,020	0,022	0,024	0,026	0,028	0,030
μ	0,460	0,480	0,500	0,515	0,530	0,540	0,545	0,550	0,555	0,560	0,570
$h_1 (h_1 - h_2)$	0,035	0,040	0,045	0,050	0,060	0,070	0,080	0,090	0,100	0.110	$>0,11$
μ	0,575	0,575	0,580	0,585	0,585	0,585	0,590	0,590	0,590	0,600	0,600

Bei dem einen Überfalle war $s = 0{,}635$, $b = 0{,}895$, bei dem andern $s = 0{,}3$ und $b = 1{,}8$ m. Die größte überhaupt beobachtete Höhe h_1 war 0,7 m, die kleinste 0,08 m, die größte Druckhöhe $h_1 - h_2$ betrug 0,215 m, die kleinste 0,01 m. Zur Bestimmung von μ muss man h_1 und h_2 in Metern einsetzen.

Nach Boileau kann man μ aus folgender Tabelle entnehmen. (Vergl. Meißner: Die Hydraulik, Jena).

h_1 mm	Werte von μ für die Einsatzhöhe $s =$								
	200 mm	250 mm	300 mm	350 mm	400 mm	450 mm	500 mm	550 mm	600 mm
90	0,485	—	—	—	—	—	—	—	—
100	0,483	—	—	—	—	—	—	—	—
110	0,481	—	—	—	—	—	—	—	—
120	0,479	—	—	—	—	—	—	—	—
130	0,476	—	—	—	—	—	—	—	—
140	0,473	—	—	—	—	—	—	—	—
150	0,468	0,472	0,477	0,483	—	—	—	—	—
160	0,463	0,466	0,472	0,479	—	—	—	—	—
170	0,458	0,462	0,467	0 475	0,486	—	—	—	—
180	0,453	0,458	0,463	0,470	0,481	—	—	—	—
190	0,451	0,455	0,459	0,467	0,478	—	—	—	—
200	0,448	0,452	0,456	0,464	0,476	—	—	—	—
220	0,445	0,448	0,452	0,460	0,472	0,489	—	—	—
240	0,441	0,444	0,449	0,457	0,470	0,486	—		—
260	0,437	0,440	0,446	0,454	0,467	0,483	—	—	—
280	0,432	0,437	0,444	0,452	0,466	0,480	—	—	—
300	0,427	0.435	0.444	0,452	0,462	0,469	0,475	0,480	0,486
320	0,421	0,430	0,438	0,446	0,454	0,461	0,468	0,474	0,480
340	0,418	0,424	0,431	0,438	0,445	0,453	0,460	0,467	0,474
360	0,417	0,424	0,431	0,438	0,444	0,450	0.457	0,463	0,469
380	0,417	0,424	0,431	0,438	0,444	0,450	0,455	0,460	0,464
400	0,417	0,424	0,431	0,438	0,444	0,449	0,453	0,457	0,461
420	—	—	—	—	0,444	0,448	0,452	0,455	0,456
440	—	—	—	—	0,443	0,447	0,450	0,453	0,456
460	—	—	—	—	0,441	0,445	0,448	0.451	0,454
480	—	—	—	—	0,439	0,442	0,446	0,448	0,450
500	—	—	—	—	0,437	0,439	0,442	0,444	0,445

Wird die Geschwindigkeit des ankommenden Wassers berücksichtigt, so ist nach Eytelwein:

$$Q = \mu b \sqrt{2g}\,[(h_1 - h_2 + k)^{3/2} - k^{3/2}] + \mu_1 b h_2 \sqrt{2g}\,\sqrt{h_1 - h_2 + k}.$$

Nach Bornemann kann man nehmen:

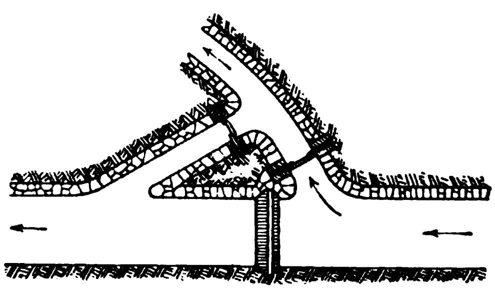
$$Q = [0{,}2162\,(h_1 - h_2 + k) + 0{,}9026\,h_2]\,b\,\sqrt{2g(h_1 - h_2 + k)}.$$

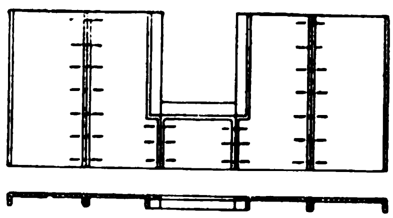
Hierin ist $k = \frac{v^2}{2g}$ die Druckhöhe, welche der Geschwindigkeit des ankommenden Wassers entspricht. Da $v = \frac{Q}{(s + h_1)b}$ ist, so folgt auch

$$k = \frac{1}{2g}\left[\frac{Q}{(s + h_1)b}\right]^2$$

Um die Wassermenge mit der Bornemannschen Formel zu bestimmen, berechnet man zunächst Q näherungsweise, indem man $k=o$ setzt. Der gefundene Wert von Q wird in den Ausdruck für k eingeführt und mit dem so bestimmten k die Wassermenge nochmals berechnet. Die Messung von h_2 ist manchmal sehr schwierig, ja unmöglich, da der Rückstau unter Umständen das Unterwasser bis zur Höhe des Oberwasserspiegels oder noch darüber heben kann.

Die Kunstgräben oder Kanäle führen das Wasser den Verbrauchsstellen häufig unmittelbar zu, sehr oft aber muss das Wasser auf verschiedene Verbrauchspunkte verteilt werden und es sind dann an die Hauptzuführungsgräben Flügel- oder Seitengräben anzuschließen. Der Eintritt des Wassers in diese Zweiggräben erfolgt entweder frei oder durch eine verstellbare Schütze. In beiden Fällen tritt eine geringe Senkung des Wasserspiegels im Zweigkanale ein, welche zur Erzeugung der Wassergeschwindigkeit v in demselben verwendet wird und bei freiem Eintritte gleich $\frac{v^2}{2g}$, beim Eintritte durch eine Schütze aber um etwa 10% größer ist. Diese Senkung muss daher unter Umständen vom Gefälle des Zweigkanals in Abzug gebracht werden; für gewöhnlich aber kann man sie vernachlässigen. Die Einmündung des Zweigkanales ist vor den zerstörenden Wirkungen des fließenden Wassers sorgfältig zu schützen wie z. B. Abb. 541 zeigt. Es geschieht dies meist durch Mauerung und durch hölzerne oder eiserne Spundwände, die, soweit sie im Erdboden stecken, gehörig mit Lehm zu verrammeln sind. Die Spundwände, die auch Verschüsse oder Verherdungen genannt werden, enthalten gewöhnlich auch das Schützenzeug, welches zum Abschlusse des Zweiggrabens und zur Regelung des Wasserzuflusses zu demselben erforderlich ist. Einen Verschuss aus Gusseisen zeigt Abbildung 542. Es ist zweckmäßig, die Einmündungs-


Abb. 541.


Abb. 542.

kanten des Zweigkanals abzurunden. Sehr häufig kommt es vor, dass den Kanälen und Gräben mehr Wasser zuläuft, als sie fortbringen können. Um sie hierbei vor Beschädigungen zu behüten, müssen Vorrichtungen angebracht sein, welche das überschüssige Wasser möglichst schnell abführen. Dies sind die sogenannten Ablässe, Abschläge oder Fluter, kurze Seitenkanäle mit starkem Gefälle. Man schützt dieselben wie die vorher erwähnten Zweigkanäle durch Mauerung, Lehmrammlung, Verherdung und Dielung oder Pflasterung und verschließt sie für gewöhnlich durch eingesetzte, leicht zu entfernende Pfosten oder Schützenbretter und dergl. Man behandelt die erwähnten Abschlussvorrichtungen häufig auch als Überfall oder Schleuse, um den Wasserspiegel im Graben auf einer gewissen Höhe halten zu können.

2. Wehre.

Soll das Wasser, welches der Kanal oder Graben fortzuleiten hat, einem natürlichen Wasserlaufe, einem Flusse oder einem Bache entnommen werden, so macht sich häufig der Einbau eines Wehres in den Wasserlauf nötig (vgl. Abbildung 541). Durch diesen Einbau wird bezweckt, das ganze Wasser des Flusses oder doch einen Teil davon zum Eintritte in den oberhalb des Wehres, nahe bei demselben in den Fluss einmündenden Kanal zu zwingen. Durch das Wehr wird das Wasser aufgestaut und sein Spiegel auf eine längere Strecke über den natürlichen Stand emporgehoben; deshalb darf ein Wehr nur da errichtet werden, wo dieser Hebung keine Bedenken oder keine anderen Interessen entgegenstehen. Man kann ein vorhandenes natürliches Gefälle durch die Anlage eines Wehres vergrößern und ein auf eine kürzere oder längere Strecke des Wasserlaufes verteiltes Gefälle auf einen Punkt zusammenlegen oder konzentrieren. Man unterscheidet feste oder Überfallwehre und bewegliche oder Durchlass- und Schleusenwehre. Bei ersteren läuft zu gewissen Zeiten ein Teil des Wassers von selbst frei über die Krone ab; bei letzteren kann man das Wasser durch senkrecht oder wagrecht aufgestellte Pfosten und dergl. zurückhalten oder nach Bedarf abfließen lassen. In größere Flüsse baut man oft Wehre ein, die nicht über die ganze Breite des Wasserlaufes reichen (Abb. 543); dieselben werden Buhnen oder lichte Wehre genannt im Gegensatze zu den den ganzen Wasserlauf absperrenden dichten Wehren.

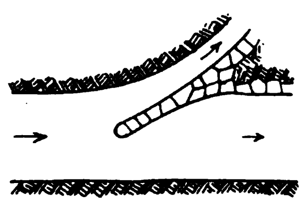


Abb 543.

Bei den am häufigsten vorkommenden Überfallwehren unterscheidet man vollkommene und unvollkommene Wehre oder Überfallwehre

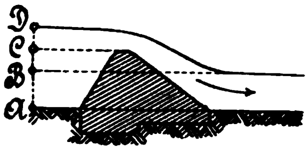


Abb. 544.

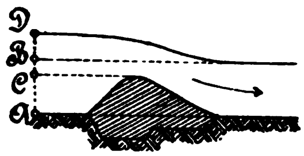


Abb. 545.

schlechthin und Grundwehre. Bei ersteren (Abb. 544) liegt die Wehrkrone über, bei letzteren (Abb. 545) unter dem Unterwasserspiegel. Ein Überfallwehr kann mit einem Schleusenwehre zu einem sogenannten Überfallschleusenwehre vereinigt werden.

Um die Frage zu entscheiden, was für ein Wehr anzulegen ist, muss man vor allem die Wasserführung des Flusses genau kennen, diese ist zu verschiedenen Zeiten verschieden. Man unterscheidet deshalb Groß-, Mittel-, Klein- und Immerwasser. Das erstere kommt nur für kurze Zeiträume nach starken Niederschlägen und heftigem Thauwetter, bei der sogenannten Schneeschmelze vor; das Mittelwasser ist durchschnittlich während der Hälfte eines Jahres und zwar im Herbste und im Frühlinge vorhanden, während das Kleinwasser im Hochsommer auf längere oder kürzere Zeit vorkommt und das Immerwasser die kleinste, nur in außerordentlich trockenen Jahren zu beobachtende Wassermenge darstellt. Für die Wehranlage ist besonders die Kenntnis des Klein- und Mittelwassers von Wichtigkeit, die man sich durch zu verschiedenen Zeiten vorgenommene Wassermessungen zu verschaffen sucht.

Ist die Wasserführung des Flusses nicht zu veränderlich, so legt man ein festes Wehr an. Ein Schleusenwehr ist angebracht, wenn selbst bei Großwasser aus irgend welchen Gründen keine größere Stauung ausgeführt werden darf und ein Überfall-Schleusenwehr, wenn die Wasserführung sehr schwankt und der gestaute Wasserstand oberhalb des Wehres eine bestimmte Höhe nicht überschreiten darf.

Die früher mitgeteilten Formeln

$$Q = \mu\, b \sqrt{2g}\,[(h+k)^{3/2} - k^{3/2}]$$

und

$$Q = \mu\, b \sqrt{2g}\,[(h_1 - h_2 + k)^{3/2} - k^{3/2}] + \mu_1\, b\, h_2 \sqrt{2g}\sqrt{h_1 - h_2 + k}$$

kann man auch für Wehre benutzen, wenn man nach Redtenbacher $\mu = 0{,}57$ und $\mu_1 = 0{,}62$ bis $0{,}83$, je nachdem die Wehrkrone mehr oder weniger hoch über der Sohle liegt, setzt. Man erhält sonach,

wenn man noch den Zahlenwert von $\sqrt{2g}$ einführt, die über das Wehr fließende Wassermenge bei einem Überfallwehre aus

$$Q = 2{,}525 \,.\, b\,[(h+k)^{3/2} - k^{3/2}]$$

und bei einem Grundwehre für $\mu_1 = 0{,}62$

$$Q = 2{,}525\, b\,[(h_1 - h_2 + k)^{3/2} - k^{3/2}] + 2{,}746\, b\, h_2 \sqrt{h_1 - h_2 + k}$$

sowie für $\mu_1 = 0{,}83$

$$Q = 2{,}525\, b\,[(h_1 - h_2 + k)^{3/2} - k^{3/2}] + 3{,}676\, b\, h_2 \sqrt{h_1 - h_2 + k}.$$

Über ein festes Wehr mit sehr breiter wagerechter Krone (Abb. 546) fließt nach einer empirischen Formel

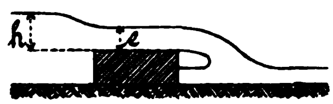


Abb. 546.

$$Q = 0{,}35\, b \sqrt{2g}\,(h+k)^{3/2}$$
$$= 1{,}55\, b\,(h+k)^{3/2},$$

wobei die Dicke der überfließenden Wasserschicht

$$e = \frac{2}{3}(h+k)$$

ist. Nach Tolkmitt gilt für einen Überfall mit breiter wagerechter Kante, ohne Berücksichtigung der Geschwindigkeit des zufließenden Wassers,

$$Q = 0{,}36\, b\, h \sqrt{2gh} = 1{,}59\, b\, h^{3/2}$$

und für einen Überfall mit breiter abgerundeter Kante

$$Q = 0{,}40\, b\, h \sqrt{2gh} = 1{,}77\, b\, h^{3/2}.$$

Bei Anlage eines Wehres ist gewöhnlich die Wassermenge Q gegeben, welche über das Wehr bei Großwasser abfließen soll, ohne dass die festgesetzte Stauhöhe h' über den ursprünglichen Wasserspiegel überschritten wird. Damit die zugelassene Stauhöhe eingehalten werden kann, ist nötig, dass auch die Höhe $AC = s$ des Wehres (vergl. Abb. 544 u. 545) ein gewisses Maß nicht überschreite. Ist $AB = H$ die Tiefe des ungestauten Wassers, $BD = h'$ die Stauhöhe, b die senkrecht zur Stromrichtung gemessene Wehrbreite und Q die in einer Sekunde über das Wehr fließende Wassermenge, so hat man nach Redtenbacher zu untersuchen, ob Q kleiner oder größer als $2{,}525\; b\; (h')^{3/2}$ ist. Ist ersteres der Fall, so ist ein Überfallwehr von der Höhe

$$s = H + h' - \left(\frac{Q}{2{,}525\, b}\right)^{2/3}$$

anzulegen, während man für $Q > 2{,}525\, b\,(h')^{3/2}$ ein Grundwehr mit

$$s = H + h' - \frac{Q}{2{,}746\, b \sqrt{h'}} - 0{,}92\, h'$$

zu bauen hat. Für den Fall endlich, dass sich $Q = 2{,}525\, b\, (h')^{3/2}$ ergiebt, kann ein Wehr, dessen Krone mit dem ungestauten Wasserspiegel gleich hoch liegt, bei dem also $s = H$ ist, angenommen werden. Den Schleusenwehren giebt man geringere Höhen als den Überfallwehren, weil bei ihnen die Stauung geregelt werden kann.

Die Anstauung des Wassers erstreckt sich vom Wehre an aufwärts auf eine gewisse Länge bis der Spiegel des gestauten Wassers wieder in den des ungestauten übergeht; dieser Übergang erfolgt im allgemeinen nach einer gekrümmten Fläche. Zur genauern Bestimmung der Stauweite sind ziemlich umfangreiche Rechnungen durchzuführen, auf welche hier nicht näher eingegangen werden kann. Unter der Voraussetzung, dass der Wasserlauf auf eine größere Länge dasselbe Gefälle und ungefähr denselben Querschnitt hat, kann man die Stauweite angenähert mit Hilfe der folgenden, Rühlmanns Hydromechanik entnommenen Tabelle bestimmen.

$\frac{h'}{H}$	A	$\frac{h'}{H}$	A	$\frac{h'}{H}$	A	$\frac{h'}{H}$	A	$\frac{h'}{H}$	A
0,01	0,007	0,21	1,160	0,41	1,528	0,72	1,952	1,60	2,940
0,02	0,244	0,22	1,182	0,42	1,543	0,74	1,977	1,70	3,046
0,03	0,386	0,23	1,204	0,43	1,558	0,76	2,001	1,80	3,151
0,04	0,489	0,24	1,225	0,44	1,573	0,78	2,025	1,90	3,255
0,05	0,570	0,25	1,246	0,45	1,588	0,80	2,049	2,00	3,359
0,06	0,638	0,26	1,266	0,46	1,603	0,82	2,074	2,10	3,463
0,07	0,696	0,27	1,286	0,47	1,618	0,84	2,098	2,20	3,556
0,08	5,748	0,28	1,305	0,48	1,632	0,86	2,121	2,30	3,669
0,09	0,793	9,29	1,324	0,49	1,647	0,88	2,145	2,40	3,772
0,10	0,835	0,30	1,343	0,50	1,661	0,90	2,168	2,50	3,875
0,11	0,874	0,31	1,361	0,52	1,689	0,92	2,192	2,60	3,977
0,12	0,910	0,32	1,379	0,54	1,717	0,94	2,215	2,70	4,079
0,13	0,943	0,33	1,396	0,56	1,744	0,96	2,238	2,80	4,181
0,14	0,975	0,34	1,414	0,58	1,771	0,98	2,261	2,90	4,283
0,15	1,005	0,35	1,431	0,60	1,798	1,00	2,284	3,00	4,384
0,16	1,034	0,36	1,447	0,62	1,824	1,10	2,397	3,50	4,489
0,17	1,061	0,37	1,464	0,64	1,850	1,20	2,568	4,00	5,396
0,18	1,087	0,38	1,480	0,66	1,876	1,30	2,618	4,50	5,899
0,19	1,112	0,39	1,496	0,68	1,901	1,40	2,726	5,00	6,412
0,20	1,136	0,40	1,512	0,70	1,927	1,50	2,834		

Bei Benutzung dieser Tabelle hat man einfach die Stauhöhen h' am Wehre und h'_x in der Entfernung x oberhalb des Wehres durch die Tiefe H des ungestauten Wasserspiegels zu dividieren, für die sich so ergebenden Quotienten die Werte A und A_x der Tabelle zu entnehmen und von einander abzuziehen, die Differenz

sodann mit H zu multiplizieren und schließlich durch den Abhang $J = \frac{h}{l}$ zu dividieren. Es ist demnach:

$$x = (A - A_x)\frac{H}{J}.$$

Für die ganze Stauweite wird $h'_x = o$ und ebenso $A_x = o$, so dass die vorstehende Gleichung übergeht in:

$$x = A.\frac{H}{J}.$$

Ein Beispiel wird die Benutzung der Tabelle noch deutlicher machen: Das Gefälle des Wasserlaufes sei $J = 0{,}0005$, die ursprüngliche Wassertiefe $H = 1{,}5$ m und die Stauhöhe am Wehre $h' = 0{,}3$ m. Für $\frac{h'}{H} = \frac{0{,}3}{1{,}5} = 0{,}2$ giebt die Tabelle $A = 1{,}136$. Die Stauweite beträgt demnach:

$$x = 1{,}136 . \frac{1{,}5}{0{,}0005} = 3408 \text{ m.}$$

Will man die Entfernung x_1 jener Stelle vom Wehre finden, an welcher die Stauung halb so hoch wie am Wehre ist, so hat man $h'_x = 0{,}15$ und $\frac{h'_x}{H} = \frac{0{,}15}{1{,}5} = 0{,}1$, dem ein $A_x = 0{,}835$ entspricht. Die Entfernung x_1 berechnet sich sonach auf:

$$x_1 = (1{,}136 - 0{,}835)\,\frac{1{,}5}{0{,}0005} = 663 \text{ m.}$$

Auch durch die Mittelsäulen und Pfeiler, welche in Schleusenwehren vorkommen, sowie durch die Köpfe der Buhnen wird das Wasser gestaut (Abb. 547). Zur Berechnung der dann auftretenden Stauverhältnisse kann man sich der Formel

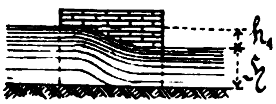


Abb. 547.

$$Q = 2{,}954\,\mu\,b_1\left[\left(h' + \frac{v^2}{2g}\right)^{3/2} - \left(\frac{v^2}{2g}\right)^{3/2}\right] + 4{,}429\,\mu\,b_1\,H\sqrt{h' + \frac{v^2}{2g}}$$

bedienen, in welcher unter b_1 die gesamte Lichtweite zwischen den Säulen oder Pfeilern zu verstehen ist. Die Geschwindigkeit des ankommenden Wassers hat die Größe

$$v = \frac{Q}{b\,(h' + H)}$$

und b ist die mittlere Breite des Wasserlaufes oberhalb des Wehres. Der Durchflusskoeffizient μ hängt von der Gestalt den der Wasserströmung entgegengerichteten Pfeilerseiten, den sogenannten Vorköpfen ab. Haben dieselben spitzwinklige, spitzbogige oder überhöht-

bogige Form, so kann man $\mu = 0{,}95$ setzen; bei halbkreisförmiger, flachbogiger oder stumpfwinkliger Gestalt derselben ist $\mu = 0{,}90$ und bei mangelnden Vorköpfen $\mu = 0{,}80$ zu nehmen. Für Brückenpfeiler kann man die zuletzt vorgeführten Formeln ebenfalls benutzen.

Die Höhenlage der Wehrkrone ist, wie aus dem Vorstehenden hervorgeht, von wesentlichem Einflusse auf die Stauverhältnisse. Durch zu hohe und zu weit reichende Anstauungen können Überschwemmungen hervorgerufen werden, die mannigfachen Schaden anrichten. Es kann aber auch, ohne dass gerade solche Überflutungen einzutreten brauchen, fremden Kraftmaschinenanlagen, die sich oberhalb des Wehres befinden, Gefälle entzogen und dadurch deren Arbeitsfähigkeit geschmälert werden. Deshalb darf die einmal zugelassene Wehrhöhe nicht ohne Zustimmung der Beteiligten geändert werden und ist irgendwie festzulegen; dies geschieht durch Anbringung von Staumarken an unwandelbaren Stellen in der Nachbarschaft des Wehres oder durch eingerammte Aichpfähle u. s. w. Jede Verschiebung, Verrückung oder überhaupt Veränderung dieser Marken ist in den meisten Gegenden gesetzlich verboten, sobald oberhalb der Stauanlagen fremde Interessen ins Spiel kommen.

Ein Wehr bildet meist einen geradlinigen Damm, der entweder rechtwinklig oder schräg zur Stromrichtung, quer über den Wasserlauf gestellt ist. Schräge Dämme leiten dem Werkskanale das Wasser gut zu, sie können aber auch bewirken, dass das Ufer auf der weiter unten gelegenen Seite des Dammes den Angriffen des Wassers mehr ausgesetzt wird. Das letztere gilt auch von den nach einem Bogen gekrümmten Wehren, welche dem Strome ihre erhabene Seite zukehren, sowie von den gebrochenen Wehren, die aus zwei schräg gegen den Strom gestellten Flügeln und einem, diese Flügel miteinander verbindenden, geraden oder gekrümmten Mittelstücke bestehen. Die meisten Wehre sind übrigens sogenannte Streichwehre, die schief zur Stromrichtung gestellt sind.

Die Wehre werden von Holz oder von Stein oder von beiden Baustoffen zugleich gebaut. An einem hölzernen Wehr (Abb. 548) unterscheidet man, wie bei den Staudämmen Brust,

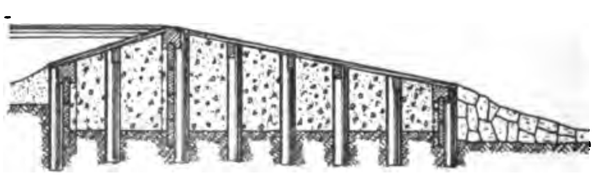


Abb. 548.

Rücken, Kappe und Sohle. Die obere Seite oder Kappe der Wehre wird gewöhnlich aus einer in Richtung des Stromes ansteigenden und einer schräg abfallenden Fläche, dem Vorboden oder der Vordecke und dem Abschussboden oder der Abschussdecke gebildet. Die höchste Stelle, in welcher diese beiden Decken zusammentreffen, nennt man die Wehrkrone oder den Wehrsattel. Die Krone wird bei hölzernen Wehren von einer durchgehenden Schwelle gebildet, welche Wehr- oder Fachbaum heißt. Bei steinernen Wehren ist die Krone im Querschnitte meist gekrümmt (Abb. 549). Der Vorboden erfährt außer durch den Stoß des Eises wenig Angriffe. Bei hölzernen Wehren ist er

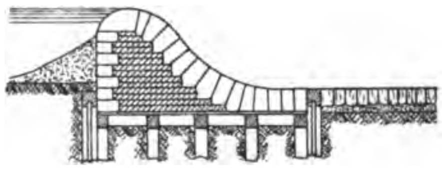


Abb. 549.

an seiner Vorderseite so tief herabzuführen, dass seine untere Begrenzung nicht von den Eisschollen getroffen wird. Er darf aber nicht zu lang und zu flach sein, weil sich sonst leicht Eis auf ihm ansammeln kann, wodurch u. a. die Höhenlage der Überfallkante geändert wird. Die Krone ist bei allen Wehren mit besonderer Sorgfalt und sehr dauerhaft herzustellen, weil sie die stärksten Angriffe auszuhalten hat. Die Abschlussdecke wird bald mehr, bald weniger steil (Abb. 550), hie und da auch stufenförmig angelegt

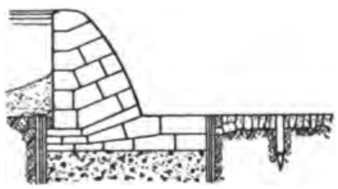


Abb. 550.

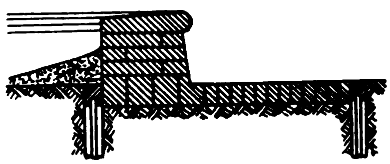
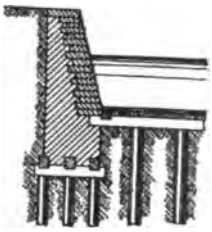
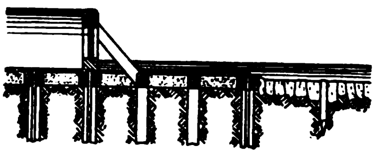


Abb. 551.

und fehlt oft ganz (Abb. 551). Je mehr Schräge sie hat, um so größer bleibt die Geschwindigkeit des abstürzenden Wassers und um so heftiger und auf eine längere Strecke wirksam wird der Angriff desselben auf die Sohle und die Ufer des Flussbettes; bei steilem oder stufenförmigem Abschussboden ist dagegen nur der erste Stoss des Wassers aufzufangen, welches dann um so ruhiger abfließt. Zur Sicherung des Flussbettes gegen sogenannte Auskolkungen wird unmittelbar unterhalb des Wehres ein Sturzbett hergestellt, welches sehr widerstandsfähig und gehörig tief sowie von genügender

Ausdehnung sein muss, damit sich das übergefallene Wasser beruhigen kann. Dieses Sturzbett wird vielfach durch eine bloße Steinschüttung gesichert; besser ist aber ein Pflaster aus möglichst großen Steinen oder ein sogenanntes Packlager, das durch eingeschlagene Pfähle aus Holz oder Eisen zu halten ist. Auch die Ufer des Sturzbettes müsson sorgfältig befestigt werden. Es ist zweckmäßig, diese Ufer etwas auszubuchten, weil hierdurch die Angriffe des Wassers auf Ufer und Sohle abgeschwächt werden können. Zu beiden Seiten des Wehres sind sogenannte Wangen anzubringen, die, weil sie besonders starken Angriffen ausgesetzt sind, zweckmäßigerweise massiv (Abb. 552) und weit in die Ufer eingreifenden Flügeln hergestellt werden, damit keine Hinterströmung derselben stattfinden kann. Die Wangen können bei kleinen Wehren in Wasserläufen mit nicht sehr wechselnder Wasserführung in besonderen Fällen auch durch eine einfachere Befestigung der dann abzuböschenden Ufer ersetzt werden. Bei allen Wehren ist die Sohle sorgfältig vor Unterspülung zu schützen. Am besten geschieht dies durch Querspundwände, die dicht am Wehrkörper einzuschlagen sind. Bei steinernen Wehren bringt man ober- und unterhalb des Wehrkörpers je eine solche Spundwand an; bei größeren hölzernen Wehren aber am besten drei, von denen die mittlere den Fachbaum tragen kann und als sogenannte Flügelspundwand bis in die Ufer hinein verlängert auszuführen ist. Kleinere hölzerne Wehre werden häufig auch durch eine einzige Spundwand mit Spundpfählen gebildet (Abb. 553), welche durch Streben gestützt werden; der Holm dieser Spundwand ist zugleich Fachbaum. Andere hölzerne Wehre können nach Art der hölzernen Staudämme, welche Abb. 515 zeigte, gebaut werden. Bei größeren und breiteren hölzernen Wehren, wie Abb. 548 eins zeigte, dienen die Holme der Spundwände, sowie die hierbei noch einzubauenden Zwischenjoche und der Fachbaum dem Vor- und Hinterboden, die aus Bohlen bestehen, zur Auflage; doch darf der Fachbaum von diesem Bohlenbelage nie gänzlich verdeckt werden. Vor- und Hinterboden werden aus 8 bis 10 cm dicken, gefügten und behobelten Bohlen, zu denen man gern Eichenholz nimmt, gemacht.


Abb. 552.


Abb. 553.

Der Zwischenraum zwischen den Spundwänden, dem Bohlenbelage und der Sohle des Wehres wird mit Thonschlag, Mauerwerk oder Beton ausgefüllt. Bei steinernen Wehren führt man, wenn es irgend möglich ist, die Gründung wie bei Abb. 550 in Beton aus; hie und da muss man aber auch einen Pfahlrost wie in Abb. 549 zur Befestigung des Grundes verwenden und nur selten kann man das Wehr ohne weiteres aufmauern. Die der Einwirkung des Wehres ausgesetzten Teile der steinernen Wehre werden aus großen Steinen in hydraulischem Mörtel aufgemauert. Die steinernen Wangen sind besonders tief und sorgfältig zu gründen. Grundwehre (Abb. 554) bestehen häufig nur aus zwei eingeschlagenen Wänden mit dazwischen angebrachtem Steinpflaster.



Abb. 554.

Ein Schleusenwehr einfachster Art zeigt Abb. 555, ein Überfallschleusenwehr Abb. 556 im Querschnitte und Abb. 557 im Grundrisse. Auf dem Fachbaume des ersteren stehen die Griessäulen, zwischen denen sich die aus 5 bis 10 cm starken Bohlen bestehenden Schützen in 8 bis 10 cm breiten Falzen bewegen lassen. Die Bewegung der Schützen kann auf die verschiedenste Weise erfolgen, meist geschieht sie durch eine Winde mit Zahnradvorgelege, welches eine wagrechte Welle in Drehung versetzt, an die die Schützen durch Ketten oder Zahnstangen angeschlossen sind (Abb. 558). Ein solches Schleusenwehr gehört zu den beweglichen Wehren, zu denen auch noch die häufig angewendeten Balken- und Nadelwehre zu zählen sind. Die ersteren (Abb. 559) bestehen aus in Falzen wagrecht über einanderliegenden Balken oder

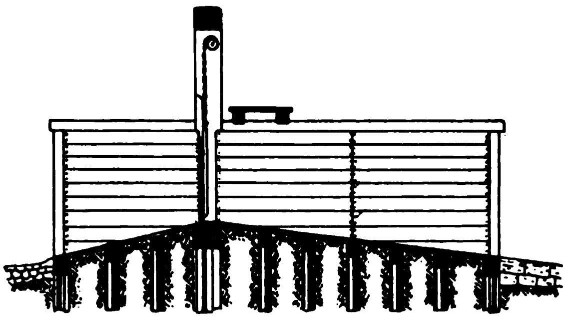


Abb. 555.

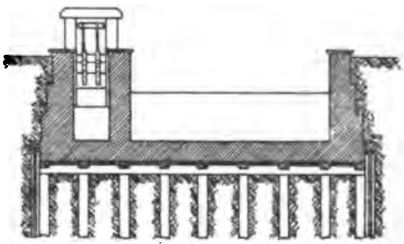


Abb. 556.

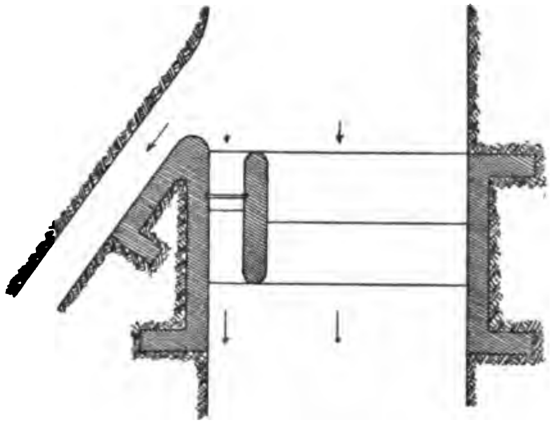


Abb. 557.

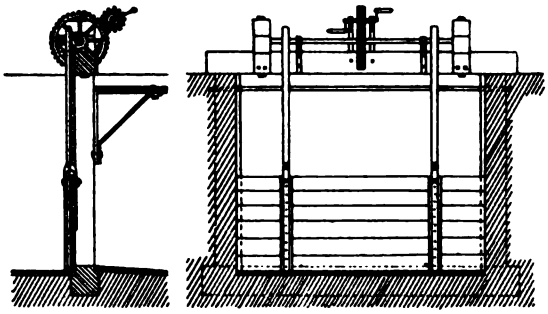


Abb. 558.

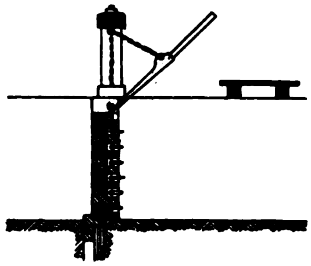


Abb. 559.

Bohlen, die letzteren aus aufrechtstehenden Pfosten, den sogenannten Nadeln, die sich oben und unten gegen Querhölzer stützen und einzeln weggenommen werden können. Die sonst noch vorkommenden beweglichen Wehre, die z. T. selbstthätig arbeiten, haben für den Berg- und Hüttenmann im allgemeinen weniger Interesse, weshalb hier auf dieselben auch nicht näher eingegangen werden soll.

3. Rohrleitungen.

Die Bewegung des Wassers durch eine Rohrleitung ist denselben Gesetzen unterworfen wie die durch einen Kanal. Ein gewisser Teil des verfügbaren Gefälles ist auf die Hervorbringung der Bewegung zu verwenden und als Gefällsverlust oder Druckhöhenverbrauch anzusehen. Dieser Gefällsverlust setzt sich aus einer

Anzahl von Einzelverlusten zusammen, welche durch den Eintritt des Wassers in die Rohrleitung, durch die Geschwindigkeit, mit welcher dasselbe die Leitung durchströmen muss, durch die Reibung des Wassers an den Rohrwandungen u. s. w. hervorgerufen werden.

Die so verbrauchte Druckhöhe ist bei einer geraden Leitung ohne Richtungs- und Querschnittsänderungen:

$$h_1 = \frac{v^2}{2g} + \zeta_0 \frac{v^2}{2g} + \zeta_1 \frac{l}{d} \cdot \frac{v^2}{2g}.$$

Hierin giebt $\frac{v^2}{2g}$ an, wie viel Druckhöhe auf die Erzeugung der Geschwindigkeit v verwendet wird; $\zeta_1 \frac{v^2}{2g}$ bezeichnet den beim Übertritte des in einem Behälter befindlichen Wassers in die Rohrleitung infolge der Kontraktion entstehenden Verlust und $\zeta_0 \frac{l}{d} \cdot \frac{v^2}{2g}$ ist die zur Überwindung der Reibung verbrauchte Druckhöhe; l bedeutet die Länge und d die lichte Weite der Rohrleitung. Der Kontraktionskoeffizient ζ_0 hat im Mittel den Wert 0,505, kann aber durch Abrundung der Einmündung auf 0,08 herabgezogen werden. Den Reibungskoeffizienten ζ_1 bestimmte Weisbach zu:

$$\zeta_1 = 0{,}01439 + \frac{0{,}0094711}{\sqrt{v}}.$$

Nach Darcy ist:

$$\zeta_1 = \beta\left(0{,}01989 + \frac{0{,}0005078}{d}\right)$$

worin für neue Rohre mit glatten Wänden $\beta = 1$, für rostige oder durch Beschläge rauh gewordene Rohre aber je nach dem Zustande des Rohrinnern $\beta = 1{,}1$ bis 2 zu setzen ist.

Kommen in der Rohrleitung Richtungs- und Querschnittsänderungen vor, so treten zu dem genannten Gefällsverluste noch andere hinzu. Der Durchschnittsverbrauch bei einer Ablenkung beträgt:

$$h_2 = \zeta_2 \frac{v_2}{2g}.$$

Nach Navier ist für eine Krümmug des Rohres:

$$\zeta_2 = (0{,}0039 + 0{,}0186\, r)\frac{b}{r^2}.$$

worin r den mittleren Krümmungshalbmesser und b die Länge des gekrümmten Teiles der Rohrachse bedeutet. Bei scharfen oder eckigen Ablenkungen oder Knieen sind die entstehenden Verluste

an Druckhöhe größer. Der Koeffizient ζ_2 ist nach Weisbach dann aus:

$$\zeta_2 = 0{,}9457\,(\sin\delta)^2 + 2{,}047\,(\sin\delta)^4$$

zu bestimmen, worin unter δ der halbe Ablenkungswinkel zu verstehen ist. Auch bei plötzlichen Querschnittsänderungen treten Druckverluste:

$$h_3 = \zeta_3 \frac{v^2}{2g}$$

ein. Der Koeffizient ζ_3 ist bei einer Verengung des Querschnittes von F auf F_1, wie sie durch einen Hahn, einen Schieber oder dgl. veranlasst wird, zu setzen:

$$\zeta_3 = \left(\frac{F}{\alpha F_1}\right)^2 - 1,$$

wobei α der der Verengung entsprechende Kontraktionskoeffizient ist, welcher im Mittel etwa 0,62 beträgt. Für eine Erweiterung von F_1 auf F ist dagegen:

$$\zeta_3 = \left(\frac{F}{F_1}\right)^2 - 1.$$

In beiden Ausdrücken bedeutet F den größeren und F_1 den kleineren Querschnitt; v ist die Geschwindigkeit des Wassers nach der Querschnittsänderung.

Für die Praxis hat übrigens eine besonders scharfe Bestimmung aller dieser Widerstände und die genaue Berechnung der daraus entstehenden Gefällsverluste keinen rechten Zweck, da die dabei anwendbaren Reibungs- und Widerstandskoeffizienten fast nur an neuen Rohren mit glatten und reinen Wänden ermittelt worden sind, aber nicht dem Zustande entsprechen, in dem sich selbst die bestgehaltenen Rohre sehr bald befinden, wenn sie gebraucht werden. Die Rohrleitungen sollen aber möglichst lange imstande sein, die verlangte Wassermenge durchzulassen und sind deshalb in ihrer Weite reichlich zu bemessen. Man verfährt daher in der Praxis so, dass man die nicht durch die Reibung hervorgerufenen Verluste einzeln unberücksichtigt lässt und ihnen zusammen durch eine entsprechende Vergrößerung des Reibungskoeffizienten Rechnung trägt. Man setzt also:

$$'h = \zeta \frac{l}{d} \cdot \frac{v^2}{2g},$$

worin ζ einen, alle aus den Krümmungen, Abzweigungen, Querschnittsänderungen u. s. w. hervorgehenden Widerstände umfassen-

den Reibungskoeffizienten darstellt und h das Gefälle der Leitung oder die verfügbare Druckhöhe ist. Nach Dupuit kann man

$$\zeta = 0{,}0303$$

annehmen. Die Wassermenge, welche durch eine cylindrische Röhre vom inneren Durchmesser d fließt, ist

$$Q = \frac{\pi d^2}{4} . v,$$

woraus folgt:

$$v = \frac{4 Q}{\pi d^2}.$$

Setzt man dies in die Gleichung für h ein, so wird

$$h = \frac{\zeta}{2g} \cdot \frac{l}{d} \left(\frac{4 Q}{\pi d^2} \right)^2$$

und nach Einführung der Zahlenwerte von ζ, $2g$ und π:

$$h = 0{,}0025\, l \frac{Q^2}{d^5} = \frac{l}{d^5} \left(\frac{Q}{20} \right)^2$$

Ferner ist

$$Q = 20 \sqrt{\frac{h}{l} . d^5} \text{ cbm/Sek}$$

$$d = \sqrt[5]{\frac{l}{h} \left(\frac{Q}{20} \right)^2} = 0{,}3018 \sqrt[5]{\frac{l}{h} . Q^2},$$

wofür näherungsweise

$$d = 0{,}3 \sqrt[5]{\frac{l}{h} . Q^2}$$

angenommen werden kann. Diese sogenannte Dupuitsche Formel reicht für die gewöhnlichen Fälle der Praxis stets aus und genügt daher auch für die Bedürfnisse des Berg- und Hüttenmannes vollkommen.

Soll sich das Wasser mit einer bestimmten Geschwindigkeit durch die Rohrleitung bewegen, so muss man dieser die lichte Weite

$$d = \sqrt{\frac{4 Q}{\pi v}} = 1{,}128 \sqrt{\frac{Q}{v}}$$

geben. Die Geschwindigkeit v wird gewöhnlich zwischen 0,6 und 1,5 m angenommen.

Da die Rohrleitungen ringsum geschlossen sind, so kann man sie mit jeder beliebigen Neigung, steigend oder fallend anlegen,

nur hat man darauf zu sehen, dass die Ausmündung tiefer als die Einmündung liegt und der oberste Punkt der Leitung sich nicht höher als 10 m über der Einmündnng befindet. Mit solchen Rohrleitungen kann man also auch Thäler und Berge überschreiten, ohne Brücken und Röschen bauen zu müssen.

Scharfe Krümmungen und plötzliche Querschnittsänderungen sind, da sie verhältnismäßig große Gefällsverluste verursachen, möglichst zu vermeiden. An den höchsten Stellen der Leitung hat man Lufthähne oder Ventile anzubringen, durch welche die sich nach und nach ansammelnde Luft herausgelassen werden kann, die sonst den Durchfluss stören oder ganz verhindern würde. An den tiefsten Stellen der Leitung sind Schlammkästen einzubauen. Längere Leitungen müssen außerdem mit Reinigungsöffnungen versehen werden, die mit abnehmbaren Deckeln zu verschließen und etwa 80 m weit von einander anzuordnen sind. An den Abzweigungsstellen endlich hat man Teilkästen und Absperrschieber einzuschalten.

Die Rohre können aus Eisen, Holz, Pappe, Blei, Thon, Zement u. s. w. hergestellt werden. Von besonderer Wichtigkeit sind die Gusseisenrohre. Dieselben werden als Muffen- oder Flanschenrohre ausgeführt und zwar meist in Abmessungen, wie sie in der folgenden Tabelle, welche einen Auszug aus der sogenannten deutschen Normaltafel darstellt, angegeben sind.

Außer den in dieser Tabelle angegebenen geraden Rohren werden auch noch Formrohre angefertigt, wie sie die beigefügten Abbildungen zeigen. (Abb. 560 bis 570.) Diese Formstücke werden

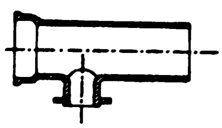


Abb. 560.

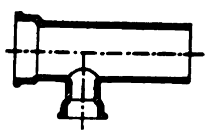


Abb. 561.

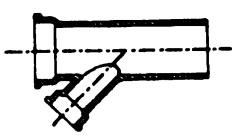


Abb. 562.

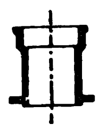


Abb. 563.

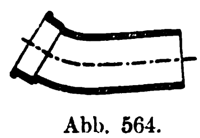


Abb. 564.

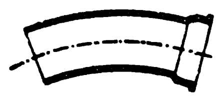


Abb. 565.

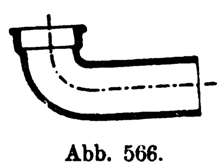
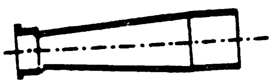
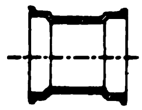
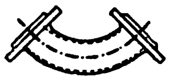


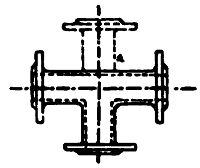
Abb. 566.

mit verschiedenen Buchstaben bezeichnet und man nennt z B. Abb. 560 ein *A*-Stück, Abb. 561 ein *B*-Stück u. s. w.; Abb. 567 stellt ein *R*-Stück oder ein Übergangsrohr, Abb. 568 ein *U*-Stück oder einen Überschieber vor.


Abb. 567.


Abb. 568.


Abb. 569.


Abb. 570.

Abmessungen und Gewichte gusseiserner Rohre.

Lichter Durchmesser	Äußerer Rohr-Durchmesser	Gewicht für das lfd. Meter Baulänge des glatten Rohres	Muffenrohre			Flanschenrohre		
			Übliche Baulänge	Äußerer Durchmesser der Muffen	Gewicht für das lfd. Meter Baulänge einschl. Muffe	Übliche Baulänge	Flanschen-Durchmesser	Gewicht f. das lfd. Meter Baulänge einschl. Flanschen
mm	mm	kg	m	mm	kg	m	mm	kg
40	56	8,8	2	92	10,1	2	140	10,6
50	66	10,6	2	103	12,1	2	160	13,0
60	77	13,3	2	116	15,2	2	175	16,2
70	87	15,2	3	126	16,7	3	185	17,3
80	98	18,2	3	138	19,9	3	200	20,8
90	108	20,3	3	148	22,2	3	215	23,2
100	118	22,3	3	159	24,4	3	230	25,7
125	144	29,1	3	186	31,7	3	260	33,1
150	170	36,4	3	213	39,7	3	290	41,6
175	196	44,4	3	240	48,4	3	320	50,3
200	222	52,9	3	268	57,7	3	350	60,0
225	248	62,0	3	296	67,6	3	370	69,3
250	274	71,6	4	325	76,5	3	400	80,3
275	300	81,9	4	352	87,5	3	425	91,5
300	326	92,7	4	379	99,1	3	450	102,9
325	352	104,1	4	407	111,3	3	490	117,1
350	378	116,1	4	434	124,1	3	520	130,3
375	403	124,0	4	461	132,6	3	550	140,2
400	429	136,9	4	489	146,7	3	575	153,9
425	454	145,2	4	514	155,5	3	600	163,6
450	480	158,9	4	541	170,1	3	630	178,8
475	506	173,2	4	568	185,4	3	655	194,8
500	532	188,0	4	597	201,7	3	680	211,2
550	583	212,9	4	649	228,5	3	740	242,4
600	634	238,9	4	703	256,7	3	790	270,5
650	686	273,9	4	757	294,6	3	840	307,3
700	738	311,2	4	813	335,7	3	900	348,8
750	790	350,8	4	868	378,6	3	950	390,6
800	842	392,7	4	925	425,0			
900	945	472,8	4	1033	512,8			
1000	1048	559,8	4	1141	608,8			
1100	1152	666,8	4	1251	727,8			
1200	1256	783,2	4	1360	856,8			

Die Wandstärke s der Gusseisenrohre kann man erfahrungsgemäß nach der Formel

$$s = 0,003 p_i\, d + 0,7 \text{ cm}$$

bemessen, wobei p_i der innere Überdruck in Atmosphären ist. Die Normalrohre können einem Betriebsdruck p_i von etwa 10 Atm. ausgesetzt werden.

Die Rohre müssen mit einem Überzuge versehen werden, der sie vor dem Verrosten schützt. Am gebräuchlichsten ist ein Asphaltüberzug. Beim Verlegen müssen die Rohre auf eine möglichst ebene und feste Unterlage kommen und sorgfältig unterstopft werden, damit sie nicht brechen können. Die einzelnen Rohre eines Rohrstranges werden durch Flanschen (Abb. 571) mit zwischen gelegter Dichtung und Schrauben, häufiger aber durch Muffen mit einander verbunden. Bei der Muffendichtung (Abb. 572) werden die Rohre fest aneinander geschoben; zwischen dem Ende des einen Rohres und der Wandung der Muffe des anderen entsteht ein ringförmiger Raum, der überall gleiche Weite haben muss. Dieser Zwischenraum wird mit geteertem Tauwerke oder dergl. bis auf eine Höhe von 3 bis 5 cm fest ausgestampft und dann mit geschmolzenem Blei ausgegossen, nachdem man vorher eine Lehm- oder Thonhülle mit einer Eingussöffnung um die Muffe gelegt hat. Nach Entfernung dieser Hülle wird das Blei mit einem passend gestalteten Eisen durch Hammerschläge an die Rohrwände angepresst und die Verbindung hierdurch dicht gemacht. An Stelle des Bleies gießt man häufig dünnen Zementmörtel in die Muffen; hie und da verbeizt man dieselben auch nur, indem man in den Raum über dem Teerstricke dicht aneinander gepresste Keile aus Fichtenholz eintreibt.

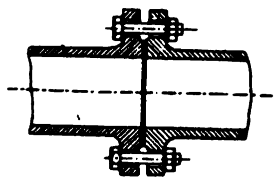


Abb. 571.

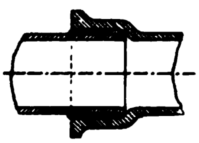


Abb. 572.

Bei Unterführungen, d. h. an Stellen, an denen Rohrleitungen unter Straßen u. s. w. hinweggeführt werden müssen, wendet man jetzt lieber geschweißte schmiedeeiserne Rohre an; auch kommen bei langen und weiten Leitungen Rohre, die aus Blech zusammengenietet sind, immer mehr in Gebrauch, weil die Gusseisenrohre für die letzteren Zwecke häufig zu teuer werden. Zum Schutze gegen das Rosten kann man diese schweiß- und flusseisernen Rohre mit einem dünnen Anstriche von Zementmörtel versehen.

Eiserne Rohrleitungen, die nicht tief in der Erde oder gar über derselben liegen, sind mit Ausgleichvorrichtungen (Abb. 573) (Kompensationsrohren) zu versehen, die ein Ausdehnen und Zu-

sammenziehen des Rohrstranges bei Wärmeänderungen gestatten. Für gewöhnlich legt man übrigens die Rohre mindestens 1 m tief in die Erde, in welchem Falle Kompensationen nicht erforderlich werden. Die Reinigungsöffnungen, Entluftungsvorrichtungen, Schieber u. s. w. werden dabei in kleine gemauerte Schächte oder Schrote gelegt.

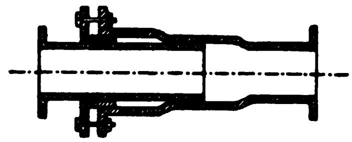


Abb. 573.

Schmiedeeiserne Rohre von geringer Weite werden durch Muffen mit rechts- und linksgängigem Gewinde mit einander verbunden (Abb. 574); geschweißte Rohre mit Hilfe von angeschweißten

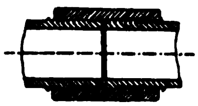


Abb. 574.

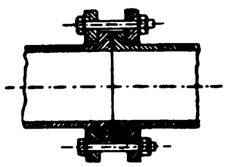


Abb. 575.

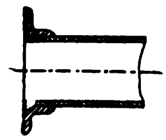


Abb. 576.

Wülsten und losen Flanschen (Abb. 575) oder mit angelöteten Flanschen aneinander gefügt (Abb. 576). Rohre von Blei und Zinn lötet man zusammen, wobei das eine Rohrende durch einen Dorn aufgetrieben, das andere aber etwas zugespitzt und in die Weitung des ersteren gesteckt wird (Abb. 577). Rohre aus Kupfer können ebenso oder wie schmiedeeiserne Rohre behandelt werden. Die Wandstärken dieser Rohre kann man nach folgenden empirischen Formeln bestimmen:

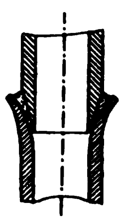


Abb. 577.

Schmiedeeisen	$s = 0{,}0008 p_i d + 0{,}3$ cm,
Blei oder Zinn	$s = 0{,}0025 p_i d + 0{,}5$ cm,
Kupfer	$s = 0{,}0015 p_i d + 0{,}4$ cm.

Steinzeugrohre bestehen aus gebranntem und vollständig gesintertem Materiale (Thon u. s. w.). Sie zeichnen sich durch große Härte aus und man kann sie mit Vorteil für Wasserleitungen bis mit 4 Atm. Betriebsüberdruck anwenden.

Steinzeugrohre von F. C. Fikentscher in Zwickau.

Lichte Weite mm	50	75	100	125	150	175	200	225
Gewicht kg/m	12	15	20	25	30	35	40	45
Lichte Weite mm	250	275	300	350	400	450	500	600
Gewicht kg/m	53	60	70	85	115	140	160	210

Baulänge 1 m.

Die Rohre sind mit Muffen versehen und werden mit Teerstricken und Zementmörtel gedichtet.

Holzröhren werden am besten aus Lärchen- oder Fichtenholz hergestellt, indem man die Baumstämme ihrer Längsrichtung nach durchbohrt, und zum Schutze gegen Fäulnis hie und da auch noch mit einem glühenden Eisenkolben ausbrennt. Die Bohrung beträgt 30 bis 200 mm und soll nicht weiter als höchstens $^1/_3$ der Stammdicke ausgeführt werden. Die Verbindung der Rohre einer Leitung erfolgt hier am einfachsten durch Büchsen, (Fig. 578), die zugeschärfte Ränder und einen Mittelwulst haben, oder durch Ineinanderstecken der Rohrenden (Fig. 579). Hierbei ist eine Zwischenlage aus wasserdichtem Stoffe oder eine Verkittung nicht zu umgehen.

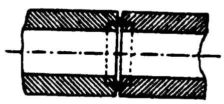


Abb. 578.

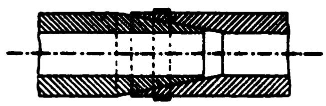


Abb. 579.

Auch Rohre aus Zementbeton werden in neuerer Zeit vielfach angewendet bei Leitungen, die keinem nennenswerten Drucke ausgesetzt sind. Diese Rohre erhalten meist kreisrunden (Abb. 580 oder eiförmigen Querschnitt (Abb. 581).

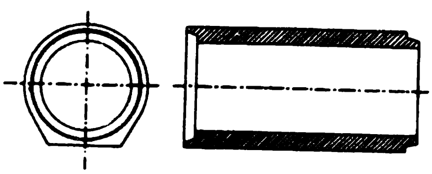


Abb. 580.

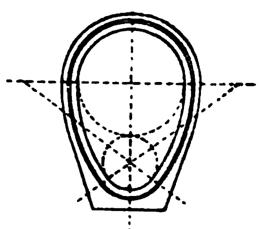


Abb. 581.

Zementrohre von F. Gerstenberger in Freiberg i. S.

1. Rohre mit kreisrundem Querschnitte.

Lichter Durchmesser mm	300	350	400	450	500	600	700	800	900	1000
Wandstärke mm	50	50	52	55	61	69	70	82	83	90
Gewicht kg/m	145	162	196	235	284	395	469	654	715	851

Baulänge 1 m.

2. Rohre mit eirundem Querschnitte.

Lichte Maße mm	200× 300	250× 375	300× 450	350× 525	400× 600	500× 750	600× 900	700× 1050	800× 1200	900× 1350	1000× 1500
Wandstärke mm	40	45	48	55	64	70	87	98	100	110	120
Gewicht kg/m	98	137	179	238	280	438	664	851	993	1209	1452

Baulänge 1 m.

Beim Verlegen dieser Zementrohre müssen die Stöße sorgfältig gestützt werden, was am einfachsten durch untergelegte Ziegelsteine geschieht. Die Dichtung erfolgt durch Zementmörtel.

Solche Zementrohre finden vorzugsweise bei Entwässerungsanlagen in den sogenannten Schleusen Verwendung, die sich von den gewöhnlichen Wasserleitungen dadurch unterscheiden, dass das abzuführende Wasser sehr unrein ist und in seiner Menge stark wechselt. Diese Schleusen müssen deshalb ein großes Gefälle erhalten; man nimmt dasselbe zu mindestens $^1/_{50}$ der Länge an. Befahrbare Schleusen sind mit Luft- und Lichtlöchern zu versehen, die mit eisernen Deckeln verschlossen werden können.

VIII. Wege- und Eisenbahnbau.

Nicht selten tritt an den Berg- und Hüttenmann die Aufgabe heran, einen Weg oder eine einfache Eisenbahn zu bauen, weshalb auch hierüber noch einige Bemerkungen folgen mögen.

Bevor man mit dem Bau eines neuen Weges beginnen kann, hat man die Richtung desselben festzustellen und seine Achse abzustecken; sodann ist zur Aufnahme und Nivellierung des Geländes, durch welches der Weg führt, zu schreiten, wobei an geeigneten Stellen der Wegesachse, rechtwinklig zu derselben, Querprofile gelegt werden müssen, die zur Ermittlung der erforderlich werdenden Massenbewegungen nötig sind. Bei diesen Arbeiten, auf welche hier nicht näher eingegangen werden kann, hat man zu bedenken, dass der Weg oder die Straße am vorteilhaftesten so angelegt wird, dass sie bei geringstem Kostenaufwande die kleinste Länge und die geringsten Steigungen erhält. Am besten würde demnach eine geradlinige Straße mit wagrecht liegender Oberfläche sein. Die natürliche Beschaffenheit des zu durchschneidenden Geländes und die Befriedigung besonderer Wünsche und Bedürfnisse sind aber die Ursache, dass von einer solchen geraden Linie sehr oft abgewichen werden muss und der Weg oder die Bahn mit verschiedenen Steigungen und Krümmungen zu versehen ist. Für die Anlage der Wege in Bezug auf die demselben zu gebenden Steigungen und Krümmungen, sowie der auszuführenden Breite der Oberfläche gelten in den verschiedenen Ländern verschiedene Vorschriften, denen in jedem einzelnen Falle nachzugehen ist.

Auf die Größe der auf dem Wege mit Hilfe eines Gefährtes fortzuschaffenden Nutzlast ist das Steigungsverhältnis von ganz besonderem Einflusse; je größer und länger die Steigungen sind, desto geringer wird die Last, die durch eine bestimmte Zugkraft bewältigt werden kann. Als größten Steigungswinkel für Hauptstraßen kann man $\alpha = 2^1/_2$ bis 3^0 ansehen; die Steigung, welche gleich dem Sinus dieses Winkels ist, beträgt also hierbei 0,0436 bis

0,053 oder etwa $1/_{22}$ bis $1/_{19}$. Für Nebenstraßen dagegen ist noch ein Ansteigen von 5 bis 6°, also $\sin\alpha = 0{,}0872$ bis 0,1045 oder eine Steigung von $1/_{11}$ bis $1/_{9,5}$ als zulässig anzusehen. Bei Grubeneisenbahnen beträgt die größte Steigung etwa $1/_{20}$. Damit beim Abwärtsfahren kein Arbeitsaufwand durch das Einhemmen erforderlich wird, sollte die Steigung eines mit Lastwagen zu befahrenden Weges höchstens gleich dem sogenannten Widerstands- oder Reibungskoeffizienten μ sein. Letzterer ist gleich dem Verhältnisse der bei der Bewegung der beladenen Gefährte durch die Zugkraft zu überwindenden Gesamtreibung W zu der auf horizontalem Wege zu befördernden, aus dem Gewichte des Gefährtes und der Nutzlast bestehenden Gesamtlast Q, also

$$\mu = \frac{W}{Q}$$

μ ist von der Oberflächenbeschaffenheit des Weges abhängig. Laißle giebt im Handbuche der Ingenieurwissenschaften folgende Werte für μ.

Erdbahn, loser Sand	$\mu = 1/_5$	bis $1/_9$	im Mittel	$1/_7 = 0{,}143$
Schlechter Erdweg	$\mu = 1/_8$	„ $1/_{15}$	„ „	$1/_{10} = 0{,}100$
Trockner, fester Erdweg	$\mu = 1/_{17}$	„ $1/_{28}$	„ „	$1/_{20} = 0{,}050$
Frisch aufgeworfene Steinbahn	$\mu =$		„ „	$1/_7 = 0{,}143$
Kotige Steinbahn	$\mu =$			$1/_{25} = 0{,}040$
Trockene gute Steinbahn (Chaussee)	$\mu = 1/_{25}$	„ $1/_{50}$	„ „	$1/_{33} = 0{,}030$
Schlechtes Steinpflaster	$\mu =$			$1/_{25} = 0{,}040$
Gutes ebenes Steinpflaster	$\mu = 1/_{45}$	„ $1/_{75}$	„ „	$1/_{50} = 0{,}020$
Dasselbe im günstigsten Falle	$\mu =$			$1/_{75} = 0{,}0133$
Gutes Holzpflaster	$\mu = 1/_{50}$	„ $1/_{60}$	„ „	$1/_{55} = 0{,}018$
Asphaltstraße	$\mu =$			$1/_{133} = 0{,}0075$
Festgefahrene Schneebahn (Schlitten)	$\mu =$			$1/_{30} = 0{,}033.$

Ferner kann man für Eisenbahnwagen auf Schienenwegen $\mu = 1/_{200} = 0{,}005$ als Mittel annehmen.

Die Krümmungen oder Kurven (meist Kreisbogen), welche der Straßenachse im Grundrisse eintretendenfalls zu geben sind, werden am besten in einzelnen großen, nicht aber in vielen kleinen Biegungen ausgeführt. Als kleinste, für die Wegmitten geltende Halbmesser werden nach Osthoff (Der Straßen- und Wegebau) in Sachsen gewöhnlich

für Kommunikationswege	25	m
„ Feldwege, auf denen Langholz gefahren wird	30	„
„ gewöhnliche Feldwege	12	„

angenommen. Bei Grubenbahnen können Kurven von 10 m Halbmesser zur Not noch befahren werden, doch ist es gut, bei neu anzunehmenden Strecken nicht unter 40 m anzunehmen. Die Breite der Straßen und Wege ist hauptsächlich von dem zu erwartenden Verkehre abhängig und ihr geringstes Maß dadurch bestimmt, dass zwei sich begegnende Fuhrwerke einander ausweichen können. Laißle (a. a. O.) empfiehlt folgende Maße:

für Hauptstraßen mindestens	6 m			
„ Nebenstraßen	4,5	bis	5,5	m
„ Feldwege mit Gräben auf beiden Seiten	3,6	„	4,5	„
„ Waldwege	3,6	„	5,2	„
„ Feldwege ohne Gräben	3,0	„	3,5	„

In Krümmungen ist die Straße etwas zu verbreitern.

Es ist selten möglich, eine Straße oder Bahn ihrer ganzen Länge nach auf die natürliche Erdoberfläche zu verlegen; man wird vielmehr häufig Bodensenkungen und Anhöhen zu überwinden haben und deshalb sogenannte Einschnitte oder Abträge und Dämme oder Aufträge ausführen müssen. Die Einschnitte (Abb. 582) bestehen aus einer durch Abgrabung hergestellten Vertiefung, die

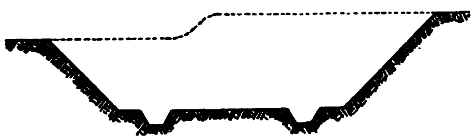


Abb. 582.

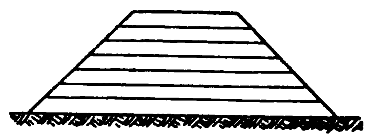


Abb. 583.

Dämme (Abb. 583) aber aus einer durch Aufschüttung von Bodenmassen gebildeten Erhöhung. Stellen, an denen Auf- und Abträge gleichzeitig vorkommen, heißen Anschnitte (Abb. 584).

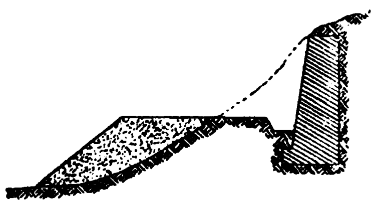


Abb. 584.

Man kann die Arbeiten, welche zur Herstellung eines Einschnittes nötig sind, in zwei Gruppen teilen, nämlich in das Lösen und das Fortschaffen oder den Transport der Erdmassen. Der gewachsene Boden bildet eine zusammenhängende Masse, die durch irgendwelche Gezähe wie Hacke, Spaten, Schaufel u. s. w. und unter

Umständen auch durch Anwendung von Sprengmitteln zu lösen d. h. zu lockern und zu zerkleinern ist, ehe sie in die Transportgefäße geladen werden kann. Zum Fortschaffen der gewonnenen Massen bedient man sich bis zu Entfernungen von etwa 100 m von der Arbeitsstelle der Schubkarren, bis zu 500 m ungefähr der von zwei Mann zu ziehenden Kippkarren und bei noch größeren Entfernungen kleiner Baueisenbahnen von 0,75 bis 1,00 m Spurweite, mit Pferde- oder Dampf betrieb. Bei der Herstellung kleinerer, nicht besonders tiefer Einschnitte beginnt man, wie bei jeder Grabearbeit mit dem Lösen des Bodens an der Erdoberfläche und schreitet damit nach unten fort, bis die richtige Weite und Tiefe erreicht ist; bei großer Tiefe aber wird man den Einschnittsbetrieb mit Stolln und Schacht einrichten. In Höhe der Sohle des herzustellenden Einschnittes wird dabei ein Stolln getrieben, der zur Beseitigung der Einschnittsmassen benutzt wird. Von der Erdoberfläche aus werden dazu an geeigneten Stellen Rollschächte bis zum Stolln abgesenkt, durch welche die an den oberen Schachtmündungen gelösten Massen in Wagen rollen, die auf einem auf der Stollnsohle angelegten Baubahngeleise stehen.

Die Dämme werden entweder von ihrem eigenen Körper oder von feststehenden Sturzgerüsten aus in einzelnen Schichten, die nie über 0,5 m dick sein sollten, aufgeschüttet (vgl. Abb. 583). Bei der ersteren Ausführungsweise ist es oft schwierig, die Dämme gehörig dicht und fest herzustellen, da das Stampfen der Erdmassen nahezu wirkungslos ist. Am besten ist es, wie auch schon bei Besprechung der Staudämme S. 315 erwähnt wurde, die einzelnen Schichten nur 10 bis 20 cm dick aufzuschütten und mit kleinen Straßenwalzen aus Stein oder Gusseisen, die von einigen Arbeitern gezogen werden, festzudrücken. Es empfiehlt sich auch, die Karren und Wagen, in denen die Schüttmassen angefahren werden, ohne Unterlage für die Räder unmittelbar auf dem Dammkörper verkehren und so bei dem Zusammendrücken der Massen mitwirken zu lassen. Bei der Anwendung von Sturzgerüsten, die man aus Holz zusammensetzt, werden die Dammmassen aus größerer Höhe herabgestürzt und dadurch fest zusammengeschlagen. Die Gerüste werden teilweise durch die Massen verschüttet und dann im Damme gelassen. Dies schadet demselben in keiner Weise, denn wenn die Gerüsthölzer schließlich verfaulen, ist der Damm schon so fest geworden, dass die entstehenden Höhlungen unschädlich sind. Sonst sind aber Höhlungen in neuen Dämmen bei deren Herstellung sorgfältig zu vermeiden, da sie Veranlassung zu Dammrutschungen geben können.

Der Untergrund, auf welchem ein Damm geschüttet werden soll, muss das Gewicht des Dammes mit all seinen zufälligen Belastungen mit Sicherheit tragen können; die Oberfläche des Erdbodens ist deshalb von der etwa aufliegenden Ackererde zu befreien, damit der Grund genau untersucht werden kann. Abhänge sind mit Abtreppungen zu versehen, deren obere Flächen söhlig liegen, wie Abb. 585 zeigt. Alle vorgefundenen Wasseradern und Quellen sind zu fassen und durch Röhrenleitungen oder Sickerungen, d. s. kleine mit Steinen gefüllte und mit Reisig abgedeckte Gräben, über welche die Massen gestürzt werden können, auf kürzestem Wege abzuführen. Liegt die Oberfläche des Baugrundes wagrecht, so werden die mehrerwähnten Schichten entweder ebenfalls wagrecht (vgl. Abb. 583) über die ganze Dammfläche ausgebreitet oder von beiden Seiten her mit Neigung nach der Mitte zu aufgeschüttet (Abb. 586). Letzteres Verfahren ist besonders für Dämme aus steinigen Massen zu empfehlen. Muss der Damm an einen Abhang angeschüttet werden (vgl. Abb. 585), so ist darauf zu achten, dass der nach der Thalseite zu liegende, größere Teil des Dammes in nach dem Abhange zu einfallenden Schichten ausgeführt wird. Da man aber trotz aller Sorgfalt keinen Damm so fest und dicht herstellen kann, dass seine Masse nicht später doch noch weiter zusammensinken, sich sacken und seine Unterlage nicht noch weiter zusammengedrückt würde, so wird sich jeder Damm setzen. Dieses Setzen hängt besonders von der Art der Schüttmassen und von der Herstellungsweise ab. Je sorgfältiger in letzterer Beziehung verfahren wurde, um so weniger setzt sich der Damm. Durch das Setzen oder Sacken wird der Damm nach und nach niedriger, so dass man gut thut, ihn von vornherein um ein gewisses Maß höher zu schütten, als er werden soll, damit er schließlich, wenn er zur

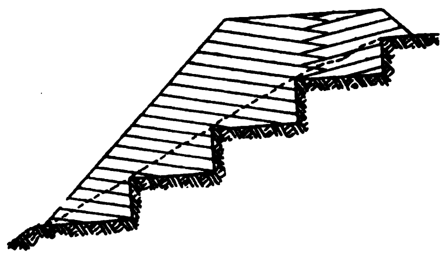
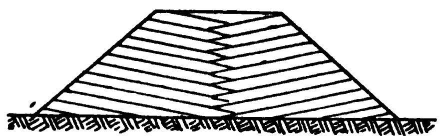


Abb. 585.



.Abb 586.

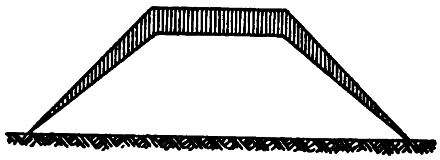


Abb. 587.

Ruhe gekommen ist, die richtige Höhe und Größe erhält. Man giebt dem neuen Damme daher ein gewisses sogenanntes Sackmaß, welches je nach der Art des Schüttungsmateriales verschieden ist (Abb. 587). Für Lehm-, Letten- und Thonboden kann man dies Maß durchschnittlich zu $^1/_{10}$, für Sandboden zu $^1/_{20}$ und für steinige Massen zu $^1/_{50}$ annehmen.

Das geeignetste Material für Dämme ist solches, welches möglichst wenig vom Wasser aufgeweicht und vom Froste zerstört wird. Die aus fetten Bodenarten wie Lehm hergestellten Dämme können daher leicht Veranlassung zu Unfällen geben, namentlich wenn sie bei Regenwetter aufgeschüttet wurden. Diese Dämme sind deshalb sehr sorgfältig zu entwässern und müssen nach ihrer Fertigstellung sobald als möglich befestigt und bedeckt werden, damit sie der unmittelbaren Einwirkung des Regenwassers u. s. w. entzogen sind.

Die Seiten der Dämme erhalten gewöhnlich die Böschung m = 1,5 bis m = 2, die Wände der Ein- und Anschnitte dagegen werden meist mit der Böschung m = 2 bis m = 3 angelegt. Diese Böschungen müssen, damit sie halten, gut geebnet werden. Sodann sind sie zweckmäßigerweise mit Ackererde zu bedecken und mit Gras-, Hafer- oder Kleesamen zu besäen, damit sich eine dichte Pflanzendecke bilden kann, die für die Erhaltung der Dämme von großer Wichtigkeit ist. Zur Herstellung einer solchen Schutzdecke kann man die Böschungen auch mit ausgestochenem Rasen belegen. Häufig bringt man auch eine Weidenpflanzung oder ein Pflaster u. dgl. an. Müssen die Böschungen aus irgend einem Grunde besonders steil gehalten werden, so sind sie durch Stütz- oder Futtermauern zu befestigen, wie dies z. B. Abb. 584 zeigt.

Während der Aufschüttung der Dämme kann man zur Erleichterung der Arbeit sogenannte Lehren aufstellen. Es sind dies aus Brettern zusammengenagelte Rahmen und Gerüste, welche die Umrisse des Dammes enthalten oder je einen Querschnitt desselben einhüllen. Sie sind in passenden Entfernungen von einander genau und fest aufzustellen und durch Schnuren miteinander zu verbinden, sodass sie gewissermaßen das Skelett des Dammes andeuten. Ähnlicher Lehren kann man sich auch bei der Herstellung von Einschnitten bedienen.

Ist die Linie, welche die Straße oder die Bahn einhalten soll, festgelegt und hat man durch Abgrabungen und Aufschüttungen eine gehörige Unterlage, den sogenannten Unterbau für den Straßen- oder Bahnkörper geschaffen, so kann mit der Herstellung der eigentlichen Straße oder Bahn begonnen werden.

Die Straßenoberfläche muss so gestaltet werden, dass das Regenwasser möglichst schnell von ihr abfließen kann. Deshalb giebt man derselben gewöhnlich von der Mitte aus eine Neigung nach beiden Seiten, das sogenannte Quergefälle und ordnet an diesen Seiten Gräben an, die das von der Straßenoberfläche abfließende Wasser aufnehmen und abführen. Das Quergefälle kann durch eine gewölbeartig gebogene (Abb. 588) oder durch eine nach beiden Seiten dachförmig abfallende ebenflächige Gestalt der Straßenoberfläche, wie Abb. 589 in verzerrter Darstellung zeigt, erzielt werden.

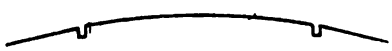


Abb. 588.

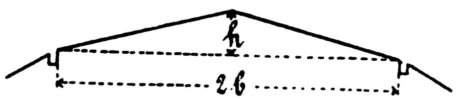


Abb. 589.

Die letztere Anordnung verdient vor der ersteren den Vorzug, weil im Scheitel der Wölbung immer eine nahezu ebene Fläche entsteht, die das Wasser zurückhält. Das Quergefälle $\frac{h}{b}$ beträgt in der Regel nach Osthoff (a. a. O.) bei Schotterstraßen $^1/_{17}$ bis $^1/_{20}$, bei gepflasterten Straßen aber $^1/_{25}$ bis $^1/_{40}$.

Die Oberfläche einer Straße muss durch einen Oberbau befestigt werden, damit durch die Räder der auf derselben verkehrenden Fuhrwerke keine Vertiefungen und Geleise, die zur Bildung von Pfützen Anlass geben, hervorgerufen werden können. Der Oberbau setzt sich gewöhnlich aus einer Bettung und einer Decke oder Bahn zusammen. Erstere hat den Zweck, für die letztere eine gute Unterlage zu schaffen und sie vor den Einwirkungen des Frostes zu schützen; sie besteht bei Wegen, deren Oberfläche mit einer aus einzelnen Stücken zusammengesetzten Decke versehen ist, welche das Wasses durchlässt, aus Sand, Kies oder Stein, bei solchen Straßen dagegen, deren Oberflächendecke wie ein Estrich aus dem Ganzen hergestellt wird, aus Beton und dergleichen. Die Bettung muss um so stärker sein, je lehmiger und wasserundurchlässiger der Unterbau ist und ist durch Stampfen oder Walzen gehörig zu verdichten, ehe die Straßendecke aufgebracht werden darf; sie wird entweder der Gestaltung der Straßenoberfläche ent-

sprechend oder wagrecht abgeglichen. Die Decke der Schotterstraßen besteht aus einer Schicht Steinknack, der aus hartem und und festem Gesteine, wie Granit, Porphyr, Basalt u. s. w. hergestellt wird, indem man dasselbe in kleine, etwa kinderfaustgroße Stücke zerschlägt, die durch einen Durchwurf von etwa 5 cm Maschenweite hindurchgehen. Ist der Untergrund fest, so wird auf denselben zwischen die sogenannten Banketts zunächst ein etwa 20 cm starkes sogenanntes Packlager, d. i eine Schicht flacher und wie bei den Ziegelrollschichten auf die hohe Kante, dicht aneinander gestellter Steine (Abb. 590), oder bei weniger festem Untergrunde ein Steinpflaster eingebracht, auf welchen dann der Schotter in einer ungefähr 10 cm dicken Lage ausgebreitet und festgewalzt wird, bis der ganze Oberbau eine einzige etwa 25 cm starke feste Schicht bildet. Damit sich die Schotterung beim Walzen recht fest und dicht zusammenschiebt, muss ihr in den meisten Fällen noch ein aus Sand oder Kies bestehendes Bindemittel beigefügt werden, welches entweder zwischen das Packlager und die Deckschicht kommt oder auf letztere aufgeschüttet, angefeuchtet und eingewalzt wird. Zur Decklage muss möglichst gleichartiges Material verwendet werden, damit sich die Straßenoberfläche gleichmäßig abnutzt und keine Löcher in derselben entstehen können. Bei ganz festem Untergrunde lässt man das Steinbett nach dem Vorgange von Macadam häufig auch weg, so dass der ganze Oberbau nur aus Schotter besteht. Diese Straßen sollen sich in der Unterhaltung günstiger stellen als die mit Unterbettung versehenen. In weichem und sumpfigem Untergrunde wird für die Bettung ein 0,5 bis 1,0 m tiefer Graben hergestellt und mit Steinen, sogenannten Faschinen d. s. walzenförmige, hie und da mit Steinen gefüllte Bündel von Weidenruten, oder mit Beton ausgefüllt. Auf weichem Waldboden und für vorübergehende Zwecke führt man manchmal sogenannte Knüppeldämme aus. Man legt dabei in Spurweite von einander entfernt Längsbäume auf den Boden und quer über dieselben einen Bohlen- oder Knüppelbelag, der an den Seiten durch gespaltene Baumstämme gehalten wird (Abb. 591). Bei ganz weichem Boden ist es zweckmäßig, unter die Längsbäume, in 1,5 bis 2,0 Entfernung von einander noch Quer-

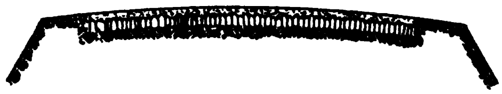


Abb. 590.



Abb. 591.

bäume zu legen, so dass eine Art Streckrost entsteht (Abb. 592). Einfache Wege auf solchem weichen Boden lassen sich auch dadurch herstellen, dass man Faschinen eng nebeneinander legt und mit Erde bedeckt, die aus Seitengräben entnommen werden kann (Abb. 593).

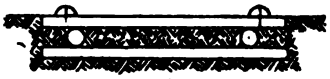


Abb. 592.

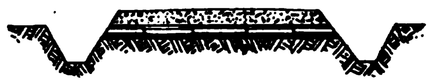


Abb. 593.

Fehlt es an der nötigen Menge von Steinen und Kies, so kann man zur Herstellung von billigen Wegen auch Steinkohlen- und Hochofenschlacken, sowie Rasenerz u. s. w. benutzen. Diese Stoffe werden 10 bis 15 cm dick aufgeschüttet, mit einer 2,5 bis 5 cm starken Sand- oder Kiesschicht überdeckt und festgewalzt. Fußwege stellt man meist in einer ungefähr 10 cm dicken Schicht von feinem Steinschlage, von Kies oder von grobem Sande, dem etwas Ackererde beizumischen ist, her, die festgestampft oder noch besser festgewalzt wird. Die Fußwege werden häufig mit den Fahrwegen in der Weise vereinigt, dass sie die Seiteneinfassungen der letzteren bilden. In solchen Fällen kann es manchmal zweckmäßig sein, die Fußwege etwas höher zu legen als die Fahrstraße und ihnen nach dieser zu eine geringe Neigung zu geben (Abb. 594). Zwischen Fahrstraße und Fußweg ist dann ein schmaler Graben anzulegen, aus dem das Regenwasser durch Röhren unter dem Fußsteige hinweg in den Hauptstraßengraben gelangt. Die Fahrbahn kann man dabei durch sogenannte Bordsteine begrenzen. Soll dagegen, wie meist üblich, der Fußweg nicht höher als die übrige Straßenoberfläche liegen, so muss er eine Neigung nach außen erhalten. In diesem Falle ist die Anwendung von Bordsteinen nicht empfehlenswert, vielmehr ist es zweckmäßiger, den Oberbau über die ganze Breite der Straße bis an die Innenseite der Straßengräben herangehen zu lassen, so dass das Wasser ohne weiteres in diese abfließen kann. Hat die Straße ein starkes Längsgefälle, so ist es empfehlenswert, in gewissen Zwischenräumen flache Querrinnen, sogenannte Abschläge in der Fahrbahn anzubringen, welche das Wasser in die Gräben ableiten und welche auf der straßenabwärts gelegenen Seite durch kleine flache Dämme gebildet werden, die jedoch den Verkehr in keiner Weise hindern dürfen.



Abb. 594.

Die Straßen werden da, wo sie besonders stark durch schweres Fuhrwerk in Anspruch genommen sind, sowie an Stellen, die infolge des mangelnden Sonnenscheines und Luftzuges feucht bleiben, sowie endlich da, wo Überschwemmungen zu befürchten sind, durch ein Pflaster aus natürlichen Steinen geschützt. Das Pflaster ist aus besonders festem und dichtem Steinmateriale herzustellen. Es besteht aus einzelnen würfelartigen Stücken von ungefähr 25 bis 30 cm Länge, 10 bis 15 cm Breite und 20 bis 30 cm Höhe und wird auf ein Kies- oder Schotterbett oder auf eine Unterlage von gewöhnlichem Mauerwerke oder von Beton gelegt, auf welche, je nach der Beschaffenheit derselben, noch eine 5 bis 25 cm dicke Schicht aus reinem quarzreichen Sande geworfen wird, in welche die Pflastersteine einzubetten sind. Die Pflasterung wird an den Seiten durch größere Randsteine begrenzt. Die Pflastersteine setzt man, wenn sie regelmäßige Gestalt haben, verbandartig in Reihen aneinander und zwar entweder rechtwinklig (Abb. 595) oder schräg (Abb. 596) zur Straßenrichtung. Dies sogenannte Reihenpflaster

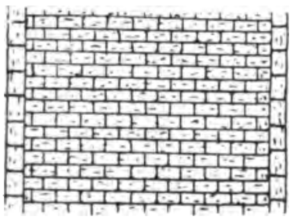


Abb. 595.

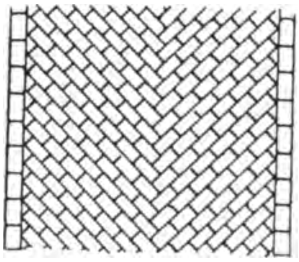


Abb. 596.

giebt die beste Pflasterbahn aus natürlichen Steinen. Die Fugen desselben werden mit körnigem Sande ausgefüllt, was am einfachsten durch Wasserspülung geschieht. Das Pflaster ist schließlich abzurammen oder abzuwalzen; letzteres ist vorzuziehen, weil dabei die Steine gleichmäßiger in die Bettung eingedrückt werden. Hie und da füllt man die Fugen des Reihenpflasters auch mit Zementmörtel aus. Viel billiger, aber auch schlechter ist das sogenannte Schiebepflaster (Abb. 597), welches aus Bruch- oder aus Feldsteinen hergestellt wird Sind die zur Verfügung stehenden Steine sehr ungleich, so muss man sie wenigstens nach der Kopffläche und Höhe etwas sortieren und so versetzen, dass die kleineren Stücke in die Mitte, die größeren

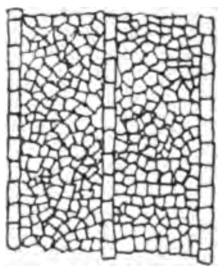


Abb. 597.

aber an die Ränder der Bahn kommen. In Gegenden, in welchen es an guten natürlichen Pflastersteinen fehlt, stellt man die Pflasterbahnen aus Klinkern her, welche auf eine 25 bis 50 cm dicke Unterbettung von Kies oder grobem Sande kommen. Die Stärke dieser Bettung, welche durch Walzen gedichtet wird, richtet sich nach der Beschaffenheit des Untergrundes. Das Klinkerpflaster ist mit Borden aus natürlichen Steinen oder aus einer Kopfschicht von Klinkern zu versehen. Die Steine werden in Rollschichten so zusammengesetzt, wie die Abbildungen 192 und 193 auf Seite 116 zeigen. Die Fugen werden wie die des vorher erwähnten Reihenpflasters aus natürlichen Steinen mit feinem Sande ausgefüllt. Die Klinkerbahnen müssen sehr gut entwässert werden, weshalb überall seitlich durch die Banketts Wasserabzüge, Thonröhren oder dgl. anzubringen sind. Die Haltbarkeit der Klinkerbahnen wird bedeutend vermehrt, wenn man die Steine vor dem Verlegen einige Zeit lang in Steinkohlenteer oder Asphalt kocht. Soll das Befahren der Straßen keinen großen Lärm machen, so wird die Bahn aus Holzpflaster hergestellt oder mit einem Asphaltbelage überzogen. Zum Holzpflaster nimmt man meist in Teer getauchte Klötze von Eichenholz, die 15 bis 20 cm hoch sind und meist rechteckigen oder quadratischen Querschnitt haben. Diese Klötze werden so auf eine Unterlage von Bohlen, Beton oder Sand gestellt, dass die Oberfläche der Straße nur Hirnholz zeigt. Die Fugen werden mit Sand ausgefüllt oder mit Asphalt oder Teer vergossen. Zweckmässiger als diese Holzbahnen sind die Asphaltdecken, für welche in Beziehung auf ihre Herstellung das früher (Seite 117) über den Asphaltestrich Mitgeteilte gilt.

Bei den Eisenbahnen versteht man unter Oberbau den eigentlichen Schienenweg mit allen seinen Teilen, der Bettung, den Schienenunterlagen, den Schienen mit ihren Verbindungsstücken u. s. w. Man unterscheidet den Oberbau mit Querschwellen, den mit Langschwellen und den mit Einzelunterstützungen der Schienen. Die Schwellen können aus Holz oder Eisen bestehen, als Einzelunterstützungen sind Steinwürfel, eiserne Glocken, Böcke und dergl. in Verwendung. Am meisten verbreitet ist wohl, wenigstens bei den Bahnen, die hier zu berücksichtigen sind, das System mit hölzernen oder eisernen Querschwellen, auf welchen breitfüßige Eisen- oder Stahlschienen mit Nägeln oder Schrauben befestigt sind. Die Schwellen kommen in oder auf eine 10 bis 20 cm starke Bettung von Steinschlag oder Kies, die auf dem bloßen Erdboden oder einem



Abb. 598.

Packlager ruhen kann (Abb. 598). Vorteilhaft ist es, die hölzernen Schwellen ganz mit dem Bettungsmateriale zu umgeben, da solche ganz eingepackte Schwellen viel länger halten als freiliegende. Die Schwellen werden daher, nachdem die Schienen auf ihnen befestigt sind und das Gleis hergestellt ist, mit einer sogenannten Stopfhacke zunächst sorgfältig unterstopft und dann mit dem Bettungsmateriale umgeben. Für die Bettung, das Packlager u. s. w. gilt dasselbe, was vorher bei der Betrachtung des Straßenbaues gesagt wurde. Es mag hier nur noch besonders darauf hingewiesen werden, dass es sehr zu empfehlen ist, den Unterbau ohne Banketts auszuführen, damit die Bettung möglichst rasch entwässert wird und wie die Schwellen immer möglichst trocken liegt. Die sonstigen Einrichtungen des Eisenbahnbaues und die Angaben über Spurweite, Geleiserweiterung und Schienenüberhöhung, Weichen, Kreuzungen, Drehscheiben, Schiebebühnen, Wendeplatten u. s w. sind nicht hier zu besprechen, sondern in der Bergbaukunde u. s. w. zu betrachten.

Für die Entwässerung und Erhaltung der Straßen- und Bahnkörper sind die an den Seiten derselben hinlaufenden, schon erwähnten Straßen- und Bahngräben von Wichtigkeit, denn sie haben nicht nur das von jenen ablaufende, sondern auch das von den benachbarten Gehängen hereinkommende Wasser aufzunehmen und abzuführen. Sie erhalten meist trapezförmigen Querschnitt und haben unten 0,5 bis 1,0 m, oben 1,25 bis 2,00 m Weite, sowie 0,25 bis 0,5 m Tiefe. Außer mit diesen Gräben ist der Straßen- oder Bahnkörper häufig auch noch mit sogenannten Durchlässen oder Dohlen zu versehen, die da anzubringen sind, wo eine Vertiefung im Gelände überschritten, ein an die Straße oder Eisenbahn herankommender Wasserlauf durchgelassen oder das Wasser aus dem einen Seitengraben in den andern hinübergeleitet werden muss. Die Durchlässe sind reichlich weit zu machen. Je nach der Konstruktion derselben unterscheidet man Röhrendurchlässe, offene Durchlässe, Plattendurchlässe und gewölbte Durchlässe. Die Röhrendurchlässe müssen so weit vorgenommen werden, dass sie leicht gereinigt und wenn sie unter besonders hohen Anfschüttungen liegen, auch

auch befahren werden können. In ersterem Falle genügt eine Weite von 25 cm, in letzterem Falle dagegen müssen die Durchlässe etwa 80 cm weit gemacht werden. Die Rohre, welche zu solchen Durchlässen benutzt werden, bestehen entweder aus gebranntem Thon, aus Gusseisen oder aus Zement. Bei Lichtweiten von 50 cm und darüber können die Röhrendurchlässe auch gemauert werden; sie müssen dann, wenn sie befahrbar sein sollen, eine lichte Öffnung von wenigstens 60 cm Weite und 80 cm Höhe erhalten. Offene Durchlässe kommen fast nur bei Eisenbahnen mit Querschwellen vor und werden da angewendet, wo es unter den Schienen an der nötigen Höhe zur Anlage eines Röhrendurchlasses fehlt, Gusseisenrohre sollten nämlich stets mit ihrer Oberkante etwa 10 cm, Thon- und Zementrohre aber ungefähr 40 cm unter der Wegoberfläche liegen. Die offenen Durchlässe bestehen aus zwei bis an die Straßenoberfläche heranreichenden oder bei Eisenbahnen unmittelbar unter den Schienen, quer zu Bahnachse geführten Mauern, zwischen denen der Durchfluss des Wassers stattfinden kann. Der Abstand der Mauern von einander ist unter Eisenbahngeleisen gewöhnlich gleich der Entfernung zwischen zwei Querschwellen; der Hohlraum wird dann ohne weiteres durch die Schienen überdeckt. Plattendurchlässe sind schmale gemauerte Kanäle, die mit Platten abgedeckt sind. Die Abb. 599 zeigt einen solchen

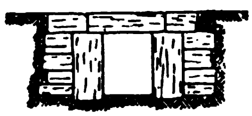


Abb. 599.

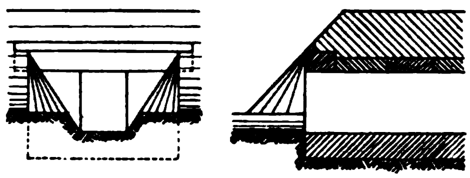


Abb. 600.

Plattendurchlass einfachster Art in Trockenmauerung, Abb. 600 aber einen etwas größeren in Mörtelmauerung. Die lichte Weite und Höhe dieser Durchlässe beträgt 25 cm bis 1 m, die Seitenmauern oder Wangen werden $1^1/_2$ bis $2^1/_2$ Stein stark ausgeführt und die steinernen Deckplatten erhalten 12 bis 25 cm Stärke. An Stelle dieser Steinplatten kann man auch verzinktes Wellclech oder Belageisen anwenden; von letzterem werden gewöhnlich die Nummern 9 und 11 benutzt (Tabelle 7 auf Seite 31). Die Eisen legt man so, dass zwischen den Füßen derselben etwa 5 cm weite Fugen bleiben die mit Steinen auszufüllen sind. Solche mit Eisen abgedeckte

Durchlässe kann man 1,5 m im Lichten weit machen. Bisweilen stellt man auch Doppeldurchlässe mit einer Zwischen- oder Zungenmauer her. Gewölbte Durchlässe, wie Abb. 601 einen in der Stirnensicht darstellt werden aus Ziegeln, aus Bruchsteinen oder aus Beton mit und ohne Eiseneinlagen ausgeführt und gehen bei größeren Abmessungen in steinerne Brücken über, von denen sie sich nur durch ihre geringere Größe unterscheiden. Bei allen Durchlässen, besonders aber bei den letztgenannten sind die Stirnen sehr sorgfältig zu behandeln; man kann hierbei das bei Besprechung der Teichgerinne Gesagte berücksichtigen.

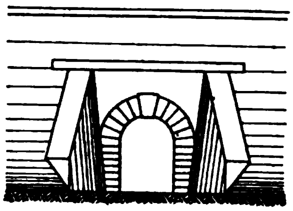


Abb. 601.

Die sonst noch beim Straßen- und Eisenbahnbau vorkommenden größeren Kunstbauten, wie Tunnel und Brücken haben für die Praxis des Berg- und Hüttenmannes nicht die Bedeutung, dass auf sie hier näher eingegangen werden müsste. Im kleinen aber kommen Tunnel und Brücken sehr häufig auch beim Bergbau und Hüttenwesen vor. Die Tunnel werden dann zu Strecken, Stölln und Röschen und sind als solche hier überhaupt nicht zu berücksichtigen; über die kleineren Brücken aber, welche für uns in Frage kommen können, mögen sie nun aus Stein, Holz oder Eisen bestehen, ist in den vorhergehenden Abschnitten über Gewölbe, Träger, Wehre u. s. w. das Nötigste bereits enthalten.

Sachverzeichnis.